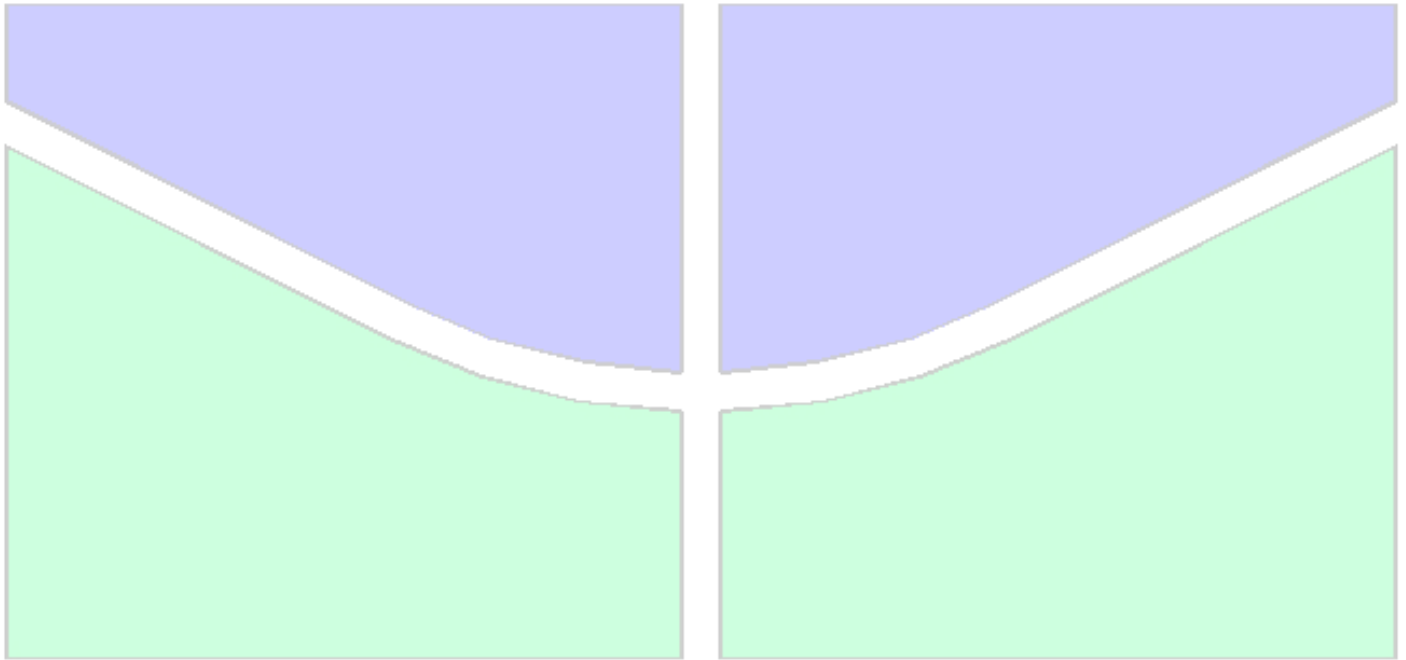




**ENSAIOS ADICIONAIS EM LAJES LISAS PROTENDIDAS
COM PILARES DE BORDA À PUNÇÃO**

HELDER PONTES GOMES

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ENSAIOS ADICIONAIS EM LAJES LISAS
PROTENDIDAS COM PILARES DE BORDA À PUNÇÃO

HELDER PONTES GOMES

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – 010A/05

BRASÍLIA/DF: JULHO – 2005

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ENSAIOS ADICIONAIS EM LAJES LISAS PROTENDIDAS COM
PILARES DE BORDA À PUNÇÃO

HELDER PONTES GOMES

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Guilherme Sales S. A. Melo, PhD (UnB)
(Orientador)

Prof. Yosiaki Nagato, D.Sc. (UNB)
(Examinador Interno)

Prof. Ricardo José Carvalho Silva, D.Sc. (UNIFOR)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 27 DE JULHO DE 2005

FICHA CATALOGRÁFICA

PONTES, HELDER GOMES	
Ensaio Adicionais em Lajes Cogumelo Protendidas com Pilares de Borda à Punção [Distrito Federal] 2005.	
xxi, 161p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2005).	
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Punção	2. Lajes Lisas
3. Protensão não aderente	4. Cordoalha Engraxada
5. Pilares de Extremidade	
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PONTES, HELDER GOMES (2005). Ensaio Adicionais em Lajes Lisas Protendidas com Pilares de Borda à Punção. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil (2005), E.DM – 010A/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Helder Pontes Gomes.

TÍTULO: Ensaio Adicionais em Lajes Cogumelo Protendidas com Pilares de Borda à Punção

GRAU: Mestre

ANO: 2005

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Helder Pontes Gomes
Av. Jaime Rios, nº 537 – Parque Piauí.
65.631-210 Timon – MA – Brasil.

Dedico este trabalho a meus pais e irmãos
pelo incentivo, confiança e apoio nesta empreitada.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que sempre me trouxe clareza e calma para enfrentar as dificuldades e paz e alegria para desfrutar a vida.

A meus pais, irmãos e amigos, que sempre estiveram ao meu lado dando apoio e incentivo nos momentos de dúvidas e alegria nas conquistas, como a deste trabalho.

Ao Professor Guilherme Sales S. A. Melo pela oportunidade, confiança destinada a mim, incentivo e orientação neste trabalho.

A Vladimir Villaverde Barbán, que foi, além de valoroso companheiro de trabalho – sempre disponível a orientar durante os ensaios e confecção deste trabalho, amigo – acreditando e incentivando.

Ao Professor Yosiaki Nagato pela contribuição, disponibilidade e auxílio nos ensaios.

Ao Professor Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira pelos ensinamentos durante a graduação e incentivo na realização trabalhos científicos.

A Roberto Cristian A. O. de Aguilera e Danilo Mascarenhas Prado pelo convívio, amizade e motivação na vida profissional.

Aos colegas do PECC: Alexon Dantas, Francisco Gabriel Silva, Eider Gomes, Joel Donizete, Juan Diego Moreno, Carlos Eduardo Luna e Paulo Marcelo Ribeiro pelo convívio e auxílio nesta temporada.

Ao pessoal dos Laboratórios de Materiais e Estruturas: Leonardo, Leandro, Severino e Xavier pela paciência e dedicação incansável nos ensaios.

Ao CNPq pela ajuda financeira durante o Mestrado.

RESUMO

São apresentados neste trabalho resultados experimentais de cinco modelos locais de ligação laje/pilar ensaiados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. As lajes dos modelos foram protendidas com cabos não aderentes de perfil parabólico e possuíam 2000 x 1200 mm e 120 mm de espessura e estavam localizadas à meia altura dos pilares dos modelos, que possuíam 1320 mm de altura total.

Os parâmetros variados no programa experimental foram a excentricidade de carregamento, através da relação momento fletor/força cortante (M/V), a taxa de armadura passiva nas direções ortogonais e o nível de protensão aplicado nas lajes dos modelos. A intenção com esta variação foi investigar a influência destes parâmetros na resistência ao puncionamento.

Os resultados indicaram que a variação da excentricidade de carregamento exerce forte influência na capacidade de carga apresentada pelas lajes caindo de 179,7 kN na laje do modelo L8 ($M/V = 0,360$), para 134,6 kN para a laje do modelo L10 ($M/V = 0,525$). O nível de protensão foi também bastante influente nos valores de cargas últimas suportadas e também nas deformações e deslocamentos verticais.

A carga última das lajes dos modelos é comparada com as estimativas da NBR 6118:2003 e por mais duas normas internacionais de referência, sendo elas o ACI 318M:2002 e o EUROCODE 2:2001.

O código mais conservador para as lajes ensaiadas foi o EUROCODE 2:2001 que chegou a apresentar relação V_u/V_d igual a 2,77, e o código que mais se aproximou dos valores experimentais foi o ACI 318M-02, com a menor relação V_u/V_d igual a 1,82. Este apresenta ainda melhores resultados quando são desconsideradas as restrições impostas para a resistência do concreto e tensão de compressão no plano da laje. A NBR 6118:2003, embora tenha formulação semelhante à do EUROCODE 2:2001 se mostrou menos conservadora em virtude de subtrair, do momento atuante, o momento devido à excentricidade do perímetro crítico reduzido em relação ao centro do pilar.

ABSTRACT

This work presents experimental results of tests of five local models of slab-column connection made in the Laboratory of Structures of the University of Brasília. The flat slabs of the models were post-tensioned with unbonded tendons and they had 2000 x 1200 mm and 120 mm of thickness and they were located at mid-height of the columns of the models, which had 1320 mm of total height.

The parameters varied in the experimental program were the eccentricity of the applied load, through the relationship bending moment/shear force (M/V), the rate of passive bonded reinforcement in the two directions and the level of post-tension in the flat slabs of the models. The intention with this variation was to investigate the influence of these parameters in the punching shear resistance.

The results indicated that the variation of the eccentricity of the applied load exercises great influence with the load capacity presented by the flat slabs dropping from 179.7 kN in the flat slab of the model L8 ($M/V = 0.360$), to 134.6 kN for the flat slab of the model L10 ($M/V = 0.525$). The level of the post-tension was also quite influential on the values of the failure loads and also in the deformations and vertical displacements.

The load which caused failure of the flat slabs of the models is compared with the estimates of NBR 6118:2003 and of two other codes, ACI 318M:2002 and EUROCODE 2:2001.

The most conservative code for the tested flat slabs was the EUROCODE 2:2001 and the code that more approached the experimental values was ACI 318M-02, with the smallest relationship V_u/V_d equal to 1.82. This code presents much better results when the restrictions imposed for the concrete and compression stress in the plan of the flat slab are not considered. The NBR 6118:2003 code, although having formulation similar to the EUROCODE 2:2001 was shown to be less conservative due to the reduction of the applied moment by subtracting the moment due to the eccentricity of the reduced critical perimeter in relation to the center of the column.

SUMÁRIO

1	– INTRODUÇÃO	1
1.1	– OBJETIVOS	3
1.2	– METODOLOGIA	3
1.3	– ESTRUTURA DO TRABALHO	4
2 -	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	– HISTÓRICO DA UTILIZAÇÃO DAS LAJES LISAS E DO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	5
2.2	– PESQUISAS RELACIONADAS AO ESTUDO REALIZADO	9
2.2.1	– Pesquisas no exterior	9
2.2.1.1	– Foouch, Gamble e Sunidja (1990)	9
2.2.1.2	– Gardner e Rezai (1998)	10
2.2.1.3	– Gardner e Sharifi (2000)	14
2.2.2	– Pesquisas experimentais realizadas no Brasil	15
2.2.2.1	– Pesquisas realizadas na Escola de Engenharia de São Carlos - USP	15
a)	Takeya (1983)	15
b)	Figueiredo (1983)	17
2.2.2.2	– Pesquisas realizadas na Universidade de Brasília – UnB	19
a)	Villaverde (2003)	19
b)	Silva (2005)	20
c)	Melo (2005)	21
2.3	– PRESCRIÇÕES NORMATIVAS	25
2.2.1	– NBR 6118 : 2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento	25
2.3.1.1	– Cálculo da tensão solicitante	26
2.3.1.2	– Cálculo da tensão resistente	27
2.3.2	– ACI 318M-02 Building Code For Structural Concrete	29
2.2.1.1	– Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção em uma direção	30
2.3.2.1	– Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção em duas direções	31

2.3.3 – FIP – 1998 Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundations rafts	36
2.3.3.1 – Cálculo da carga efetiva de funcionamento de projeto	36
2.3.3.2 – Cálculo da resistência à punção sem armadura de cisalhamento	39
2.3.4 – EUROCODE 2:2001 Design of concrete structures	39
2.3.4.1 – Verificação no perímetro do pilar ou área carregada	40
2.3.4.2 – Verificação da necessidade de armadura de punção	41
2.3.4.3 – Cálculo da tensão atuante	41
2.3.4.4 – Cálculo da tensão resistente	42
 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL	 44
3.1 – PRELIMINARES	44
3.2 – DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	46
3.2.1 – Geometria e armadura das lajes	46
3.2.2 – Fôrmas e concretagem das lajes	55
3.2.3 – Instrumentação utilizada	61
3.2.4 – Procedimentos dos ensaios	69
 4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS	 80
4.1 – CONCRETO	80
4.2 – ARMADURA ATIVA	81
4.3 – PROTENSÃO DOS MODELOS E PERDAS INICIAIS	81
4.4 – VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DURANTE O ENSAIO	88
4.5 – DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS PASSIVAS	93
4.6 – DEFORMAÇÕES DO CONCRETO	97
4.7 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS	101
4.8 – FISSURAÇÃO E MODOS DE RUPTURA	111
 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	 117
5.1 – ANÁLISE DO GRUPO 1 (L8, L9 e L10)	118
5.1.1 – Variação da força de protensão durante o ensaio	118
5.1.2 – Deformação das armaduras passivas	118
5.1.3 – Deformação do concreto	119

5.1.4	– Deslocamentos verticais	119
5.1.5	– Cargas e modos de ruptura	120
5.2	– ANÁLISE DO GRUPO 2 (L11 e L12)	120
5.2.1	– Variação da força de protensão durante o ensaio	120
5.2.2	– Deformação das armaduras passivas	121
5.2.3	– Deformação do concreto	121
5.2.4	– Deslocamentos verticais	121
5.2.5	– Cargas e modos de ruptura	122
5.3	– ANÁLISE DO GRUPO 3 (L10, L11 e L12)	122
5.3.1	– Variação da força de protensão durante o ensaio	122
5.3.2	– Deformação das armaduras passivas	123
5.3.3	– Deformação do concreto	123
5.3.4	– Deslocamentos verticais	123
5.3.5	– Cargas e modos de ruptura	124
5.4	– COMPARAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA COM AS CARGAS ESTIMADAS PELAS NORMAS	124
6 -	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	134
6.1	– CONSIDERAÇÕES GERAIS	134
6.2	– CONCLUSÕES	134
6.2.1	– Comportamento das lajes nos ensaios	134
6.2.1.1	– Variação da força de protensão durante o ensaio	134
6.2.1.2	– Deformação das armaduras passivas e do concreto	135
6.2.1.3	– Deslocamentos verticais	135
6.2.1.4	– Carga última e modos de ruptura	136
6.2.1.5	– Comparação entre as estimativas das normas e os resultados experimentais	136
6.2.1.6	– Aparato experimental utilizado	137
6.2.2	– Sugestões para trabalhos futuros	138
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	139
A	– EVOLUÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO DURANTE AS ETAPAS DE PROTENSÃO E RE-PROTENSÃO	143

B – DADOS DA EVOLUÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO DOS CABOS DE TODOS OS MODELOS DURANTE OS ENSAIOS	147
C – VALORES DAS DEFORMAÇÕES DAS BARRAS DA ARMADURA PASSIVA INSTRUMENTADAS E DO CONCRETO	150
D – EVOLUÇÃO DOS VALORES DOS DESLOCAMENTOS DOS PONTOS DAS LAJES E DO PILAR MONITORADOS	156

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação entre os resultados experimentais e as previsões das normas, kN/m ²	13
Tabela 2.2 – Cargas de ruptura para os modelos de ensaios de Takeya (1983)	16
Tabela 2.3 – Cargas de ruptura média para os modelos de ensaios 10, 18 e 19 de Figueiredo (1983)	18
Tabela 2.4 – Relação das cargas para os modelos de ensaios – Melo (2005)	23
Tabela 2.5 – Valores de K1	27
Tabela 2.6 – Valores de K	37
Tabela 2.7 – Valores de k	41
Tabela 3.1 – Resumo das armaduras passivas e ativas	50
Tabela 3.2 – Cotas variáveis dos cabos de protensão dos modelos (mm)	54
Tabela 3.3 – Traço e quantidades de material gasto para 1 m ³ de concreto	57
Tabela 3.4 – Relação P1/P2 utilizada	78
Tabela 4.1 – Resultados experimentais caracterizadores do concreto	80
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas das monocordoalhas	81
Tabela 4.3 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L8	82
Tabela 4.4 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L9	83
Tabela 4.5 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L10	84
Tabela 4.6 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L11	85
Tabela 4.7 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L12	86
Tabela 4.8 – Resumo das perdas iniciais nas duas direções para todos os modelos	87
Tabela 4.9 – Variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda livre durante o ensaio	91
Tabela 4.10 – Variação média da força de protensão nos cabos perpendiculares à borda livre durante o ensaio	92
Tabela 4.11 – Cargas e modos de ruptura dos modelos	113
Tabela 5.1 – Grupos e seus parâmetros analisados	117
Tabela 5.2 – Parâmetros analisados nos modelos	125
Tabela 5.3 – Relação M/V empregadas no cálculo das normas	125

Tabela 5.4 – Cargas últimas de punção pela NBR 6118:2003 para todas as lajes	126
Tabela 5.5 – Cargas últimas de punção pelo ACI 318M-02 para todas as lajes	127
Tabela 5.6 – Cargas últimas de punção pelo ACI 318M-02* para todas as lajes	128
Tabela 5.7 – Cargas últimas de punção pelo EUROCODE 2 2001 para todas as lajes	129
Tabela A.1 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L8	143
Tabela A.2 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L9	144
Tabela A.3 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L10	144
Tabela A.4 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L11	145
Tabela A.5 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L12	146
Tabela B.1 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L8	147
Tabela B.2 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L9	148
Tabela B.3 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L10	148
Tabela B.4 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L11	149
Tabela B.5 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L12	149
Tabela C.1 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L8	151
Tabela C.2 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L9	152
Tabela C.3 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L10	153
Tabela C.4 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L11	154
Tabela C.5 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L12	155
Tabela D.1 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L8	157
Tabela D.2 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L9	158
Tabela D.3 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L10	159
Tabela D.4 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L11	160
Tabela D.5 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L12	161

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Tipos de sistemas de pavimentos – Aalami e Bommer (1999)	1
Figura 2.1 – “Modelo Sueco” de Kinnunen e Nylander – apud Cordovil (1997)	7
Figura 2.2 – Seção da ruptura à punção adotada pelo CEB-FIP/90	7
Figura 2.3 – Momento torçor na borda da laje – MacGregor (1992)	9
Figura 2.4 – Arranjo dos cabos – Fouch, Gamble e Sunidja (1990)	9
Figura 2.5 – Pontos de aplicação de carga – Fouch, Gamble e Sunidja (1990)	10
Figura 2.6 – Modelo global ensaiado por Gardner e Rezai (1998)	11
Figura 2.7 – Modelo ensaiado por Takeya (1983)	16
Figura 2.8 – Planta do modelo de ensaio utilizado por Figueiredo (1983)	18
Figura 2.9 – Lajes e pontos de carregamento – Melo (2005)	21
Figura 2.10 – Armaduras passivas superior e inferior – Melo (2005)	22
Figura 2.11 – Armadura ativa - Melo (2005)	22
Figura 2.12 – Seção crítica e seção crítica reduzida para pilares de borda	25
Figura 2.13 – Perímetro a ser considerado no cálculo de τ_{pd}	29
Figura 2.14 – Seções Críticas adotadas pelo ACI 318M-02	29
Figura 2.15 – Variação linear de tensões assumida para uma ligação laje-pilar de borda	33
Figura 2.16 – Seção crítica para pilares de borda – MacGregor (1992)	35
Figura 2.17 – Perímetro a ser considerado no cálculo de V_p	36
Figura 2.18 – Perímetros críticos segundo a FIP	37
Figura 2.19 – Redução da carga atuante aceita pela FIP	38
Figura 2.20 – Perímetros Críticos adotados pelo EUROCODE 2:2001	40
Figura 3.1 – Arranjo dos cabos no pavimento completo de laje protendida	44
Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio	46
Figura 3.3 – Armadura passiva negativa de flexão dos modelos estudados	47
Figura 3.4 – Armadura passiva inferior de flexão para todas as lajes dos modelos	48
Figura 3.5 – Detalhamento das armaduras passivas dos modelos	49
Figura 3.6 – Detalhamento armadura do pilar na seção transversal	50
Figura 3.7 – Ganchos nas lajes após a concretagem dos modelos	51

Figura 3.8 – Canos de PVC fixados nas fôrmas	51
Figura 3.9 – Monocordoalha engraxada	52
Figura 3.10 – Locação das armaduras ativas (monocordoalhas) em planta	53
Figura 3.11 – Numeração dos cabos dos modelos	53
Figura 3.12 – Perfil das armaduras ativas com perfil parabólico	54
Figura 3.13 – Aspecto final das armaduras passivas e ativas dos modelos	55
Figura 3.14 – Fôrmas dos modelos locais	56
Figura 3.15 – Formas dos pilares inferior e superior dos modelos L14 e L15	56
Figura 3.16 – Concretagem dos modelos	57
Figura 3.17 – Teste de abatimento	58
Figura 3.18 – Lançamento e adensamento do concreto	58
Figura 3.19 – Fios de instrumentação sendo mantidos fora da forma das lajes	59
Figura 3.20 – Moldagem dos corpos de prova	59
Figura 3.21 – Seqüência de concretagem dos modelos	60
Figura 3.22– Instrumentação nas armaduras passivas negativas dos modelos estudados	61
Figura 3.23 – Extensômetro colado em barra da armadura passiva	62
Figura 3.24 – Proteção isolante dos extensômetros com araldite	63
Figura 3.25 – Proteção mecânica dos extensômetros com silicone	63
Figura 3.26 – Proteção final dos extensômetros com fita isolante	64
Figura 3.27 – Locação dos extensômetros colados na face inferior da laje dos modelos	64
Figura 3.28 – Localização dos defletômetros	66
Figura 3.29 – Sistema de aquisição de dados durante ensaio	67
Figura 3.30 – Indicadores para acompanhamento dos passos de carga durante ensaio	68
Figura 3.31 – Localização das células de carga para medição dos carregamentos	68
Figura 3.32 – Posicionamento dos modelos no pórtico de ensaio	69
Figura 3.33 – Transporte de um modelo para o pórtico de ensaio	70
Figura 3.34 – Perfis e tirantes metálicos de reação horizontal no pilar	70
Figura 3.35 – Locação dos pontos de carga nos modelos locais de ensaios	71
Figura 3.36 – Macacos de aplicação de cargas	72
Figura 3.37 – Bombas de aplicação de cargas	72
Figura 3.38 – Viga de distribuição da carga P1	73

Figura 3.39 – Sentido do curso dos pistões dos macacos de aplicação de carga	73
Figura 3.40 – Rótula para aplicação da carga P2	74
Figura 3.41 – Equipamentos empregados na etapa de protensão	75
Figura 3.42 – Esquema de protensão – Villaverde (2003)	75
Figura 3.43 – Detalhamento das ancoragens ativa e passiva	76
Figura 3.44 – Sistema de protensão	76
Figura 3.45 – Sistema de válvulas de ajuste fino	77
Figura 4.1 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L8	82
Figura 4.2 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L9	83
Figura 4.3 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L10	84
Figura 4.4 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L11	85
Figura 4.5 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L12	86
Figura 4.6 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L8	88
Figura 4.7 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L9	89
Figura 4.8 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L10	89
Figura 4.9 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L11	90
Figura 4.10 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L12	90
Figura 4.11 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L8	93
Figura 4.12 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L9	94
Figura 4.13 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L10	94
Figura 4.14 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L11	95
Figura 4.15 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L12	95
Figura 4.16 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L8	97
Figura 4.17 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L9	98
Figura 4.18 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L10	98
Figura 4.19 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L11	99
Figura 4.20 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – modelo L12	99
Figura 4.21 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L8	101
Figura 4.22 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L9	102

Figura 4.23 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L10	103
Figura 4.24 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L11	103
Figura 4.25 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L12	103
Figura 4.26 – Deslocamentos do defletômetro 10 para todos os modelos	104
Figura 4.27 – Deslocamentos do defletômetro 11 para todos os modelos	105
Figura 4.28 – Deslocamentos do defletômetro 13 para todos os modelos	105
Figura 4.29 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L8	106
Figura 4.30 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L9	107
Figura 4.31 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L10	107
Figura 4.32 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L11	108
Figura 4.33 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L12	108
Figura 4.34 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L8	109
Figura 4.35 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L9	109
Figura 4.36 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L10	110
Figura 4.37 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L11	110
Figura 4.38 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L12	111
Figura 4.39 – Ruptura da laje do modelo L8	114
Figura 4.40 – Ruptura da laje do modelo L9	114
Figura 4.41 – Ruptura da laje do modelo L10	115
Figura 4.42 – Ruptura do da laje modelo L11	115
Figura 4.43 – Ruptura da laje do modelo L12	116
Figura 5.1 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pela NBR 6118:2003 para todas as lajes	126
Figura 5.2 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pelo ACI 3318M-02 para todas as lajes	127
Figura 5.3 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pelo ACI 3318M-02* para todas as lajes	128
Figura 5.4 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pelo EUROCODE 2:2001 para todas as lajes	129
Figura 5.5 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L8 por todas as normas	130
Figura 5.6 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L9 por todas as normas	131

Figura 5.7 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L10 por todas as normas	131
Figura 5.8 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L11 por todas as normas	132
Figura 5.9 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L12 por todas as normas	132

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	-Área de aço (cm ²);
A_{sinf}	-Armadura de posicionada na região inferior da laje;
A_{ssup}	-Armadura posicionada na região superior da laje;
A_{sfsup}	-Armadura negativa de flexão mais próxima às fibras tracionadas;
A_{sfinf}	-Armadura negativa de flexão abaixo e ortogonal à A_{sfsup} ;
b_0	-Perímetro crítico (mm);
d	-Altura útil da laje (mm);
d_s	-Altura média da armação de flexão em relação ao fundo da laje (mm);
d_p	-Altura média do cabo de protensão (mm);
$E_{sec,0,4fc}$	- Módulo de Elasticidade Secante do concreto (GPa);
f_{cd}	-Resistência de cálculo do concreto (MPa);
f_{ctd}	-Resistência à tração de cálculo do concreto (MPa);
f_{cm}	- Resistência à compressão média do concreto (MPa);
f_{ck}	-Resistência característica do concreto (MPa);
f_{cj}	-Resistência o concreto a j dias (MPa)
f_{ctj}	-Resistência à tração do concreto a j dias (MPa);
f_{ctm}	-Resistência à tração média do concreto (MPa);
f_c'	-Resistência especificada para o concreto (MPa);
f_{pc}	-Tensão no concreto devido à protensão (MPa);
f_y	-Tensão de escoamento do aço (MPa);
f_{sy}	-Resistência da armadura (MPa);
F_{sd}	- Força de cisalhamento aplicada na ligação (kN);
h	-Altura da laje (mm);
M	- Momento de extremidade aplicado na seção considerada (kN.m);
p_{sd}	-Valor de dimensionamento da carga transversal aplicada por unidade de área da laje;
P	-Força aplicada por um macaco, seja o macaco de protensão ou o macaco que aplica carga na laje (kN);

P_0	-Força no cabo de protensão após as perdas imediatas (kN);
$P_{0\parallel}$	- Força de protensão média aplicada nos cabos na direção paralela à borda livre (kN);
$P_{0\perp}$	- Força de protensão média aplicada nos cabos na direção perpendicular à borda livre (kN);
P_{p0}	- Força de protensão após as perdas iniciais (kN);
P_i	- Força de protensão aplicada pelo macaco de protensão na etapa de protensão dos cabos (kN);
P_{pi}	- Força de protensão aplicada (kN);
P_{ri}	- Força de re-protensão aplicada (kN);
P_F	- força de protensão final após as perdas da sub-etapa de re-protensão (kN);
P_{p0}	- Quantificação do efeito de compressão no plano;
P_{Rd}	- Resistência de cálculo ao puncionamento sem armadura transversal;
P_{Ru}	- Resistência última ao puncionamento sem armadura transversal;
P_{Sd}	- Valor de dimensionamento da força de punção atuante;
$P_{sd,eff}$	- Força efetiva de punção;
P_t	- Carga de ruptura da laje por punção obtida no ensaio (kN);
P_u	- Carga de ruptura da laje por punção prevista por alguma norma (kN);
u_1	-Perímetro de controle (mm);
V_c	- Resistência nominal de cisalhamento provida pelo concreto;
V_n	- Resistência nominal ao cisalhamento;
V_p	- Componente vertical da força de protensão efetiva que atravessa a seção crítica;
V_s	- Resistência nominal ao cisalhamento provida pela armação transversal;
V_u	- Força de cisalhamento última na seção considerada;
V_d	- Força de cisalhamento de projeto estimada por uma norma (kN);
ϕ	- Diâmetro (mm);
ϕ	- Fator de redução da resistência nominal;
ρ	- Taxa geométrica de armadura;
ρ_s	- Taxa geométrica de armadura da armação passiva;

ρ_p	- Taxa geométrica de armadura dos cabos de protensão;
ρ_x e ρ_y	- Taxa geométrica de armadura passiva nas direções ortogonais;
v_{ED}	- Tensão de cisalhamento solicitante na seção considerada (kN/m ²)
$v_{RD,c}$	- Tensão de cisalhamento resistente na seção considerada (kN/m ²)
$v_{RD,máx}$	- Tensão de cisalhamento resistente máxima na seção do perímetro do pilar (kN/m ²)
σ_{cpy}	- Tensão no concreto devido à protensão na direção y;
τ_{Sd}	- Tensão de cisalhamento solicitante na seção considerada (kN/m ²);
$\tau_{Sd,ef}$	- Tensão de cisalhamento efetiva na seção considerada (kN/m ²);
τ_{Pd}	- Tensão de cisalhamento devido à protensão na seção considerada (kN/m ²);

1 – INTRODUÇÃO

O sistema estrutural de um pavimento pode ser projetado com várias concepções, como mostrado na Figura 1.1. A concepção mais empregada é a de lajes apoiadas em vigas, que se apóiam em pilares (Figura 1.1.a).

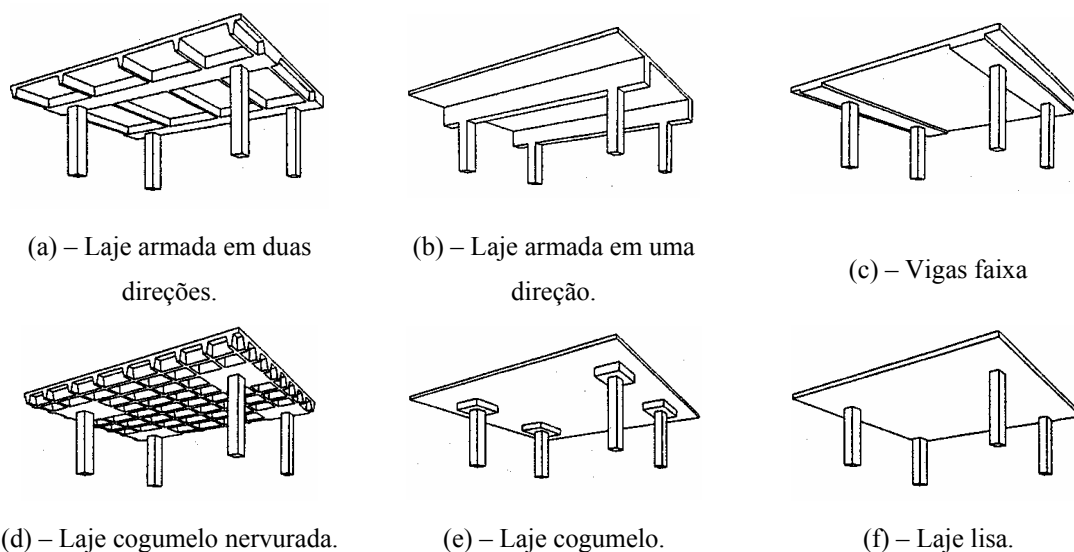


Figura 1.1 – Tipos de sistemas de pavimentos – Aalami e Bommer (1999)

Tem aumentado significativamente o uso de sistemas de lajes lisas (Figura 1.1), com as lajes apoiadas diretamente em pilares (NBR 6118:2003), sistema que pode apresentar as seguintes vantagens:

- Menor peso próprio da estrutura, o que leva também a fundações mais econômicas;
- Aumento do número de pavimentos em relação a edifícios com outros sistemas estruturais devido à ausência de vigas;
- Uso de fôrmas mais simples;

- Menor custo total da estrutura e melhor comportamento em situações de incêndio

Uma das desvantagens dos sistemas estruturais em lajes lisas é a possibilidade de uma ruptura por punção nas ligações laje-pilar; ruptura frágil e que pode levar ainda a um colapso progressivo.

A combinação entre lajes lisas e protensão possibilita também a incorporação de mais vantagens:

- A possibilidade de vãos maiores e da redução do número de pilares;
- Menores flechas em comparação com lajes lisas em concreto armado;
- Melhor controle da fissuração;
- A compressão do concreto no plano da laje aumenta a capacidade das ligações laje / pilar à punção

O emprego de monocordoalhas não aderentes traz ainda algumas vantagens adicionais:

- Maior rapidez na execução e precisão no posicionamento das cordoalhas;
- Redução das perdas de protensão;
- Possibilidade de maior excentricidade dos cabos – importante em lajes lisas;
- Proteção da monocordoalha contra corrosão devido à presença de graxa anti-corrosiva dentro da bainha do cabo;
- Eliminação da etapa de injeção de nata de cimento.

Nesta pesquisa são estudadas as ligações dos pilares de borda com as lajes lisas, lajes estas protendidas com monocordoalhas não aderentes engraxadas. A motivação desta pesquisa é o ainda não total conhecimento do funcionamento dessas ligações.

1.1 – OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é contribuir para o avanço do conhecimento do fenômeno da punção em lajes lisas protendidas com cabos não aderentes em ligações lajes lisas / pilares de borda por meio de um estudo teórico experimental.

Os objetivos específicos são:

- Avaliar a influência da relação momento fletor/força cortante atuante (excentricidade de carregamento), e da taxa de armadura passiva na resistência de ligações laje-pilar de borda de lajes lisas protendidas.
- Confrontar os resultados experimentais com as estimativas da NBR 6118/2003, e por algumas normas internacionais de referência, o ACI 318M-02 e o EUROCODE 2:2001.

A presente pesquisa dá continuidade às pesquisas na área realizadas na Universidade de Brasília por Corrêa (2001), Alves (2002), Villaverde (2003), Silva (2005), Carvalho (2005) e Melo (2005).

1.2 – METODOLOGIA

A metodologia empregada neste trabalho foi a de confecção de 5 modelos locais de ligações laje-pilar, seguida da análise comparativa entre as normas NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001 e os resultados experimentais de cada modelo. Os modelos de ligação laje-pilar ensaiados representam partes de um pavimento de laje lisa protendida com cabos não aderentes apoiado diretamente sobre pilares, sem a presença de armadura transversal.

1.3 – ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é composto por seis capítulos. No Capítulo 2 é apresentada uma Revisão Bibliográfica sucinta, com um breve histórico da utilização das lajes lisas e do cálculo da resistência à punção, e os trabalhos mais representativos estudados, além das prescrições das normas a serem empregadas nas análises.

O Capítulo 3 apresenta o Programa Experimental, descrevendo os ensaios realizados, e todas as etapas e procedimentos anteriores necessárias para a realização dos mesmos.

No Capítulo 4 são apresentados os Resultados Experimentais, com resultados de deformação das armaduras passivas e do concreto, das perdas iniciais de protensão, deslocamentos, cargas e modos de ruptura.

O Capítulo 5 apresenta a Análise dos Resultados, no qual os resultados experimentais apresentados no Capítulo 4 são interpretados e as cargas últimas de ensaio comparadas com as estimativas das normas estudadas.

No Capítulo 6 são apresentadas as Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros, com base na experiência dos ensaios realizados neste trabalho.

Em seguida são apresentadas as Referências Bibliográficas e quatro anexos: O Anexo A apresenta a evolução das forças de protensão em todos os cabos durante as etapas de protensão e re-protensão para todos os modelos ensaiados; O Anexo B traz os dados da evolução das forças de protensão dos cabos de todos os modelos durante os ensaios; O Anexo C apresenta os valores das deformações das barras da armadura passiva instrumentadas (média entre os dois extensômetros colados em cada barra) e do concreto; e o Anexo D apresenta a evolução dos valores das deflexões dos pontos das lajes e do pilar monitorados por defletômetros durante o ensaio.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Serão apresentados neste capítulo um breve histórico da utilização das lajes lisas e do cálculo da resistência à punção (item 2.1), os trabalhos mais representativos estudados (item 2.2 - Pesquisas relacionadas ao estudo realizado), e as prescrições das normas a serem empregadas nas análises (item 2.3).

2.1 – HISTÓRICO DA UTILIZAÇÃO DAS LAJES LISAS E DO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

A ligação direta entre laje e pilar (lajes lisas) é utilizada desde o início do século passado. Lajes lisas, mas com o uso de capitéis (segundo a nomenclatura atual da NBR 6118:2003: lajes cogumelo), foram usadas pela primeira vez nos Estados Unidos da América por Turner em 1905 (apud TAKEYA 1983).

A primeira pesquisa sobre o tema foi realizada por TALBOT em 1913 (apud FIGUEIREDO 1983). Ele ensaiou 197 sapatas, 114 sob muros e 83 sob pilares, e verificou que 20 romperam por punção. Talbot propôs, então, um cálculo para a resistência ao cisalhamento de ligações laje/pilar baseado apenas na resistência do concreto (f_c), sem levar em conta a influência da flexão e o estado de fissuração devido à flexão (deformação). Mesmo sem levar em conta estes efeitos, constatou que a armadura de flexão tem influência sobre a resistência à punção por, talvez, reduzir o desenvolvimento da fissuração. Observou também que a superfície de ruptura é tronco-cônica com faces inclinadas com um ângulo de aproximadamente 45°. Propôs, por simplificação, a utilização de um perímetro crítico para o cálculo da tensão de cisalhamento a partir de $0,5d$ (para d = altura útil da armadura de flexão da laje) da face do pilar ou do ponto de aplicação da carga concentrada.

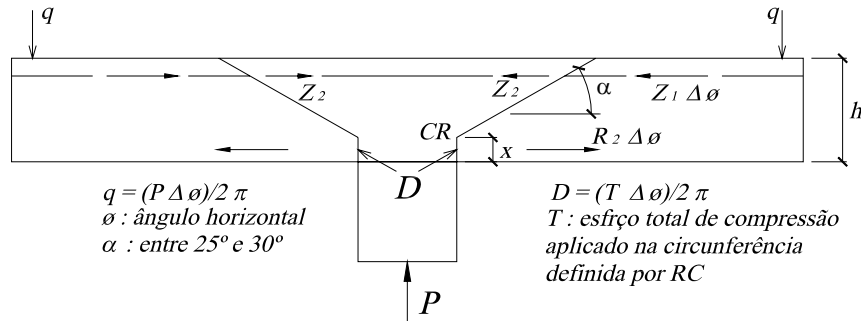
Em 1933 GRAF (apud TAKEYA 1983) concluiu que o aumento da resistência do concreto f_c não implicava em aumento da resistência à punção da laje e confirmou que a fissuração devido à flexão diminui a resistência da ligação laje/pilar.

RICHART (apud FIGUEIREDO 1983), em 1948, ensaiou 164 sapatas, 24 sob muros e 140 sob pilares, e observou que a diminuição do parâmetro d (altura útil da armadura de flexão da laje) aumentava a resistência da ligação, mas depois concluiu que o parâmetro, na verdade, era ρ_{flex} (taxa de armadura de flexão da laje na seção do perímetro crítico).

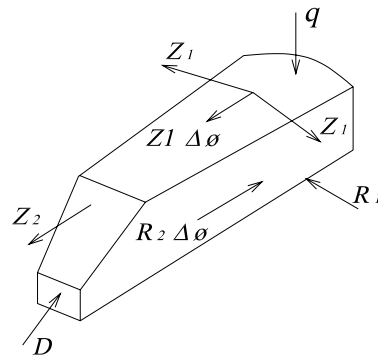
Em 1953 HOGNESTAD (apud FIGUEIREDO 1983), percebendo que a influência da flexão era considerável, e, portanto, não dispensável no cálculo do esforço cortante, propôs o primeiro cálculo considerando este efeito recalculando as sapatas de Richart. Já em 1956, em parceria com ELSTNER, HOGNESTAD (apud FIGUEIREDO 1983) observou que a concentração de armadura de flexão sobre o pilar não influenciava a resistência última ao cisalhamento e confirmou que o aumento de ρ_{flex} aumentava a resistência à punção, provavelmente pela redução da fissuração.

KINNUNEN e NYLANDER em 1960 (apud FIGUEIREDO 1983 e CORDOVIL 1997) apresentaram uma proposta de modelo mecânico para punção de lajes circulares apoiadas sobre pilares também circulares que ficou conhecida como “Modelo Sueco”.

Para eles, a ruptura por puncionamento ocorreria a partir da realização de trabalho por elementos rígidos formados após a fissuração radial da laje, e limitados por uma fissura inclinada cujo ângulo variava entre 25° e 30° (Figura 2.1). O trabalho realizado por estes elementos viria da rotação destes em torno de um centro de rotação “CR”. As fissuras radiais e inclinadas se formam antes da ruptura, enquanto que a fissura que parte da periferia do pilar e encontra as anteriores formando “CR” só se forma instantes antes da ruptura.



(a) – Modelo Proposto



(b) – Elemento rígido

Figura 2.1 – “Modelo Sueco” de Kinnunen e Nylander – apud Cordovil (1997)

O CEB-FIP 90 adota um tratamento empírico baseado no “Modelo Sueco” acima.

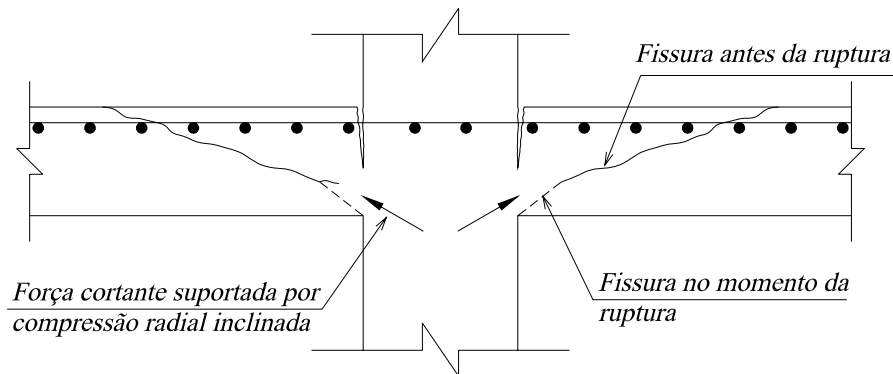


Figura 2.2 – Seção da ruptura à punção adotada pelo CEB-FIP/90.

O primeiro a estudar mais detalhadamente a transferência de momentos nas ligações laje-pilar foi MOE, em 1961 (apud FIGUEIREDO 1983), que concluiu que essa transferência reduz a resistência da ligação.

LAGENDONCK, em 1966 (apud FIGUEIREDO 1983) ao contrário da tendência do uso da formulação sueca de NYLANDER, incrementou um termo à proposta de MOE

para o cálculo de ligações com a presença de armadura de cisalhamento por achá-la mais simples e com resultados convenientemente precisos.

GESUND e DIKSHIT (apud FIGUEIREDO 1983) verificaram, em 1971, que em muitos casos a resistência à punção é governada pela resistência à flexão e que esta pode ser calculada pela teoria das charneiras plásticas para lajes com carregamento uniformemente distribuído.

Um método de cálculo que levava em consideração a interação entre os efeitos de flexão e de cisalhamento para lajes quadradas apoiadas em pilares centrais foi apresentado por LONG em 1975 (apud FIGUEIREDO 1983), e que pôde ser estendido a outros tipos de lajes e apoios, baseado em dois modos de ruptura para os quais foram propostas formulações: a) a armadura atinge a tensão de escoamento antes da ruptura do concreto; e b) o concreto rompe antes da armadura escoar.

Em 1976, PARK & ISLAM (apud FIGUEIREDO 1983), constataram que estribos fechados aumentam a resistência da ligação e conferem a esta mais ductilidade, reduzindo as rupturas bruscas, e recomendando a utilização destas armaduras em regiões onde existissem ações horizontais, por exemplo, devidas a ventos ou sismos.

Segundo MacGregor (1992) em ligações laje-pilar de borda atua na faixa da laje ligada ao pilar paralela à borda livre além de esforços de flexão e de cisalhamento, esforços de torção. Este momento torçor atuante na borda da laje, como mostra a Figura 2.3, provoca diferentes rotações entre os pontos A e A' das faixas A-B e A'-B' (mais distantes do pilar, portanto menos rígidas quanto à rotação) e as experimentadas pelo ponto C da faixa C-D, cuja rigidez à rotação é aumentada pela presença do pilar. Como consequência a rotação média da borda da laje é maior que a rotação experimentada pelo pilar neste ponto.

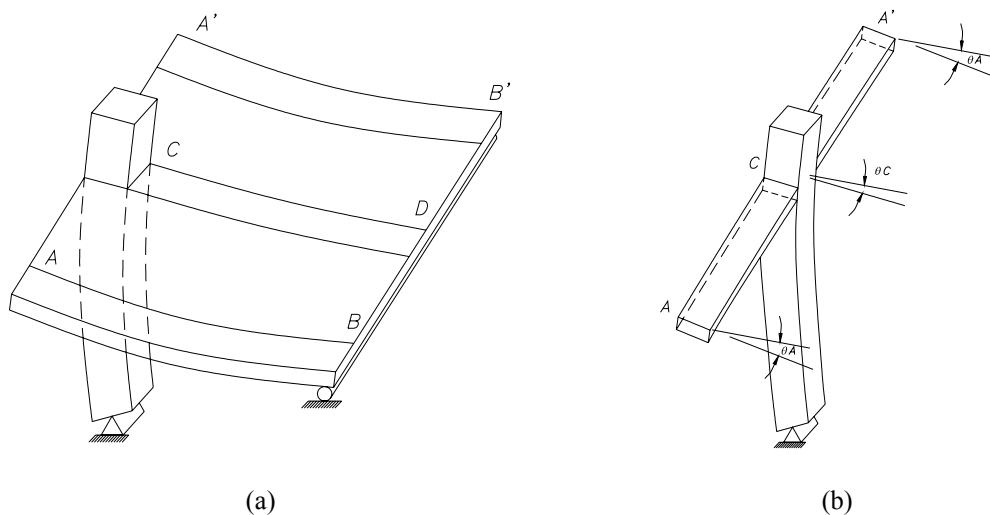


Figura 2.3 – Momento torção na borda da laje – MacGregor (1992).

2.2 – PESQUISAS RELACIONADAS AO ESTUDO REALIZADO

2.2.1 Pesquisas no exterior

2.2.1.1 Fouch, Gamble e Sunidja (1990)

Foram ensaiadas quatro ligações laje pilar de extremidade com lajes protendidas, e com arranjos de cabos não aderentes mais concentrados na direção paralela ou na direção perpendicular à borda livre da laje, como mostra a Figura 2.4.

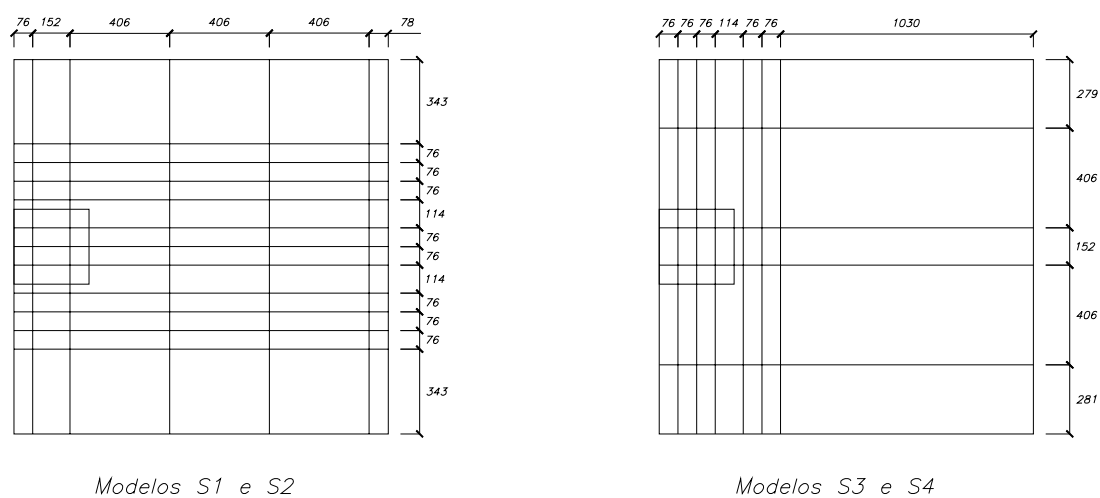


Figura 2.4 – Arranjo dos cabos – Fouch, Gamble e Sunidja (1990)

Outra variável usada no programa de ensaio dos pesquisadores foi a posição da aplicação da carga (Figura 2.5), que proporcionou uma variação na transferência de momentos na ligação. Com isso foram obtidas rupturas tanto por punção como por flexão.

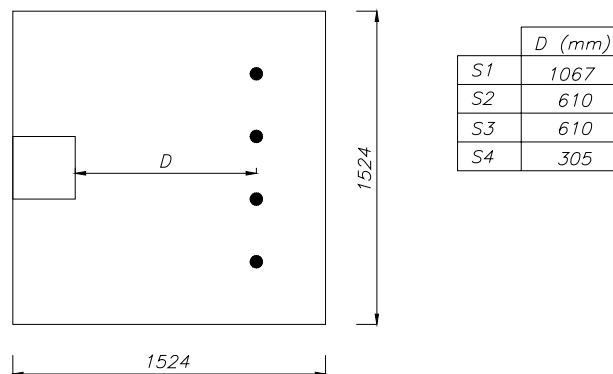


Figura 2.5 – Pontos de aplicação de carga – Fouch, Gamble e Sunidja (1990)

Os modelos S1 e S3 tiveram ruptura dúctil por flexão, devido ao posicionamento do ponto de aplicação de carga, enquanto que as lajes S2 e S4 tiveram ruptura frágil por puncionamento.

O ACI 318 Building Code 1983 previa o uso de f_{cp} (compressão no plano) no cálculo apenas de pilares de interior, contudo, os autores verificaram que os benefícios desta compressão no plano podem ser estendidos seguramente para pilares de borda.

Os autores observaram também que todos os modelos resistiram cargas maiores do que as previstas pelo ACI 318 Building Code 1983, e que as limitações adotadas por este para a resistência do concreto f'_c e para a compressão no plano f_{cp} não são necessárias de acordo com os ensaios realizados.

2.2.1.2 Gardner e Rezai (1998)

O programa experimental de Gardner e Rezai consistiu em ensaiar um modelo global de pavimento de laje lisa protendida com cabos não aderentes, de acordo com as prescrições do ACI 318-95. O pavimento possuía 2 vãos em cada direção, cada um com

2700 mm, espessura de laje de 89 mm e com os cabos de protensão distribuídos uniformemente em uma direção e concentrados nas 3 faixas sobre os pilares na outra direção (Figura 2.6). O pavimento foi apoiado em 6 pilares quadrados de 203 mm de lado e em 3 pilares circulares de 203 mm de diâmetro, espaçados de 2740 mm de eixo a eixo. A resistência média do concreto foi de 44 MPa e a tensão média de protensão foi de 3,5 MPa.

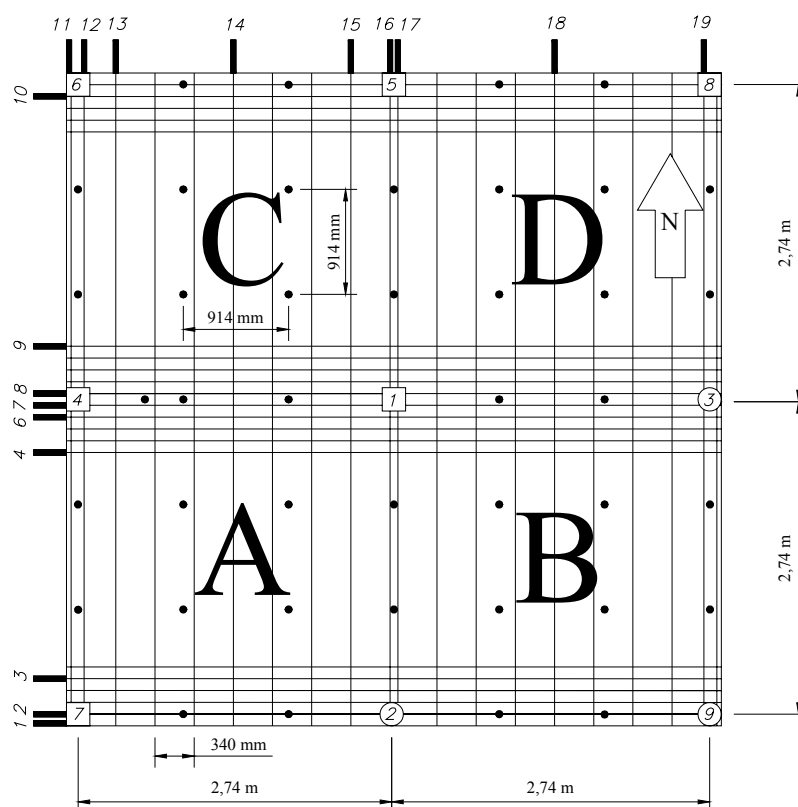


Figura 2.6 – Modelo global ensaiado por Gardner e Rezai (1998)

A Figura 2.6 mostra os 20 cabos de protensão que foram utilizados em cada direção, além da localização das células de carga de alumínio usadas para medir a força de protensão em alguns cabos. O perfil dos cabos é parabólico, exceto para os cabos que passam sobre o pilar central na direção Norte/Sul que foram posicionados abaixo dos cabos na direção Leste/Oeste.

Foram utilizadas monocordoalhas engraxadas com 7 fios, de 13 mm de diâmetro, de acordo com as especificações do ASTM-A416-88b e CSA-G279. A protensão foi realizada após aproximadamente 60 dias da concretagem, com força de 96 kN, que caiu para 89 kN devido a perdas iniciais por ancoragem.

Para simular um carregamento distribuído foram utilizados 40 pontos de aplicação de carga distantes de 914 mm em cada direção (ver Figura 2.6). As cargas foram aplicadas com macacos hidráulicos agrupados em 3 circuitos: um para os macacos das bordas do modelo, um para os macacos do interior do modelo nos painéis A e B e o último para os macacos do interior do modelo nos painéis C e D.

Ao atingir a carga de 30,8 kN/m² ocorreu a ruptura por punção da ligação no pilar de borda sul (pilar nº 2). A ruptura foi violenta e sem aviso. O ângulo de inclinação da superfície de ruptura na direção dos cabos uniformemente distribuídos foi de cerca de 16° e na direção paralela à borda livre foi cerca de 20°. Com a ruptura parcial os sistemas hidráulicos tiveram suas pressões aliviadas, e o carregamento nos painéis A e B caiu para 23,5 kN e nos painéis C e D caiu para 29 kN.

Para obter maiores informações sobre a resistência das ligações interiores, a laje foi escorada ao redor do pilar nº 2, e foi iniciada nova etapa de carregamento até que a ligação do pilar interior (pilar nº 1) rompeu com carga 10% menor que a carga que levou à ruptura da ligação do pilar nº 2. Finalmente, a laje ao redor do pilar interior foi escorada e começaram a última etapa de carregamento, que levou à ruptura de uma ligação laje-pilar de canto com 41,45 kN. O resultado mais fiel foi o da ligação com o pilar de borda (nº 2), em virtude da degradação da laje após a primeira ruptura não permitir uma eficiente redistribuição dos esforços.

Gardner, em 1996 (GARDER e REZAI 1998), já havia proposto uma equação para a previsão da resistência à punção para ligações laje-pilar de interior, para concreto armado e protendido, estendendo trabalho de Shehata e Regan (1989) e Shehata (1990), que considerava a resistência à punção dependente da resistência à compressão do concreto e da resistência à tração das armaduras passivas e ativas usando um perímetro de controle na periferia da área carregada. A Tabela 2.1 apresenta a comparação entre os resultados experimentais e as previsões das normas e de Gardner.

Tabela 2.1 – Comparação entre os resultados experimentais e as previsões das normas, kN/m² (expressos como uma percentagem da capacidade do pilar de interior)

	Pilar interior Quadrado	Pilar de borda n.º 2 (circular)	Pilar de canto n.º 9 (circular)	Vu/Vn para o pilar n.º 2
Carga experimental kN/m ²	32,9	32,9	43,6	-
Força cortante kN	295	135 (43%)	57 (19%)	-
Dp, mm	70	50	50	-
Protensão na face crítica do pilar, MPa.	3,5	9,84	9,84	-
Força cortante calculada, kN (percentagem do valor do pilar de interior)				-
ACI 318 ($d = d_{ef}$) (desconsiderando a componente vertical da força de protensão)	205	95 (46%)	51 (25%)	1,42
ACI 318 ($d = 0,8h$) (desconsiderando a compressão no plano)	-	56	28	2,41
BS 8110	214	133 (62%)	81 (38%)	1,02
Proposição, coeficiente simples	220	128 (58%)	64 (29%)	1,05
Proposição, excentricidade da força		114 (52%)	52 (24%)	1,18

Os autores concluíram com base em seus ensaios que:

- O comportamento de lajes de concreto protendido é excelente para altas cargas antes de haver fissuração excessiva;
- A seção crítica para punção está sempre em ligações laje- pilar de borda;
- A protensão é efetiva em lajes de concreto protendido com cabos não-aderentes e deve ser levada em conta nas estimativas de resistência à punção;
- A ruptura de lajes de concreto protendido com cabos não-aderentes é violenta e se deve considerar o uso de coeficientes de redução mais conservadores nos cálculos;

- As simplificações de perímetro crítico e da altura efetiva não menores que 80% da espessura de lajes permitidas pelo ACI 318-95 deveriam ser eliminadas;
- A combinação entre punção e transferência de momentos em lajes pode ser realizada através de um coeficiente de multiplicação ou equação de excentricidade de força cortante.

2.2.1.3 – Gardner e Sharifi (2000)

Ensaïaram um modelo global de pavimento com laje lisa protendida para investigar os efeitos da compressão no plano da laje em pilares de borda. Para verificar apenas os efeitos da compressão no plano o pavimento não foi armado com armadura passiva. Os resultados experimentais foram comparados com as prescrições do ACI 318-95 e com uma proposição anterior de Gardner.

O pavimento foi carregado até a ruptura por punção da ligação com um pilar de borda, que foi em seguida reparada e escorada. O pavimento foi novamente carregado até que aconteceu o rompimento de uma outra ligação com pilar de borda. Após o reparo e escoamento da segunda ligação rompida, o processo de carregamento foi repetido até o rompimento de uma terceira ligação com pilar de borda. Todo o processo de reparo, escoramento e re-carregamento foi feito e então a última ligação com pilar de borda rompeu. Todas as ligações rompidas foram escoradas e o pavimento submetido a novo carregamento para tentar alcançar a ruptura de uma ligação de pilar de canto, mas isso não aconteceu embora esta ligação tenha sofrido grande fissuração.

Os autores concluíram que as lajes ensaiadas (protendidas com cabos não aderentes) se comportaram de maneira dúctil até o rompimento por punção mesmo sem armadura passiva. O ACI 318-95 se mostrou deveras conservador por não levar em conta os efeitos da compressão no plano.

2.2.2 – Pesquisas experimentais realizadas no Brasil

2.2.2.1 – Pesquisas realizadas na Escola de Engenharia de São Carlos - USP

a) Takeya (1983)

Esta dissertação de mestrado, que estudou lajes de concreto armado, está presente nesta revisão por ser uma das primeiras pesquisas da resistência a punção em lajes cogumelo na ligação laje pilar de extremidade ou de borda no Brasil. O trabalho constituiu a segunda fase de projeto de pesquisa iniciado no ano 1972 em São Carlos pelo Prof. Dante Martinelli, e sugerida pelo Prof. Telêmaco van Langendonck, que visava o estudo experimental da resistência de ligação laje-pilar em cantos e bordas de lajes lisas.

Takeya ensaiou nove modelos (3 modelos iguais para cada variável estudada), com o objetivo principal de caracterizar a configuração da ruptura por punção na ligação laje-pilar de borda e a contribuição da armadura transversal na resistência ao puncionamento desta ligação. O primeiro modelo (modelo 15) representava a ligação laje pilar de borda numa laje em concreto armado sem armadura de cisalhamento, o segundo (modelo 16) com armadura de cisalhamento, um estribo em cada nó da seção crítica e o terceiro (modelo 17) com dos estribos em cada nó da seção crítica. Chama-se de nó à intersecção da armadura de flexão em cada direção (malha de armadura negativa). A única variável deste programa experimental foi a quantidade de armadura transversal utilizada (estribos), que foram distribuídos numa região crítica delimitada a 17,5 cm do lado do pilar (2d a cada lado do pilar) .

Todos os modelos tinham espessura de laje $h = 10$ cm e pilar quadrado de 20×20 cm², com a mesma armadura de flexão. Na Figura 2.7 observa-se as dimensões das lajes e o posicionamento dos pontos de aplicação de cargas.

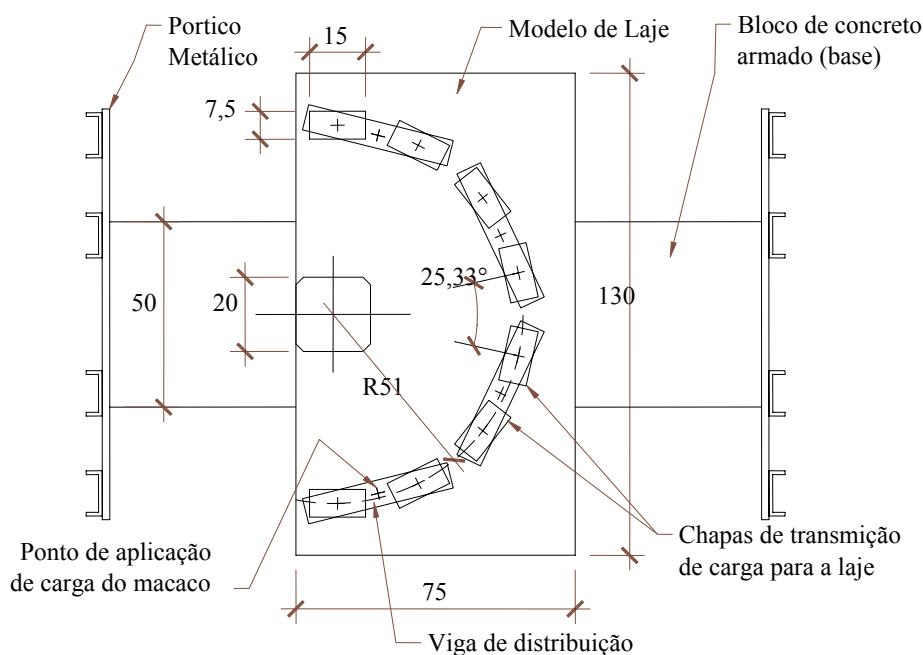


Figura 2.7 Modelo ensaiado por Takeya (1983)

Em todos os ensaios aplicou-se uma carga V no plano normal ao bordo da laje, a uma distancia de 28,5 cm do centro do pilar, através de 4 macacos hidráulicos posicionados de modo a formar um círculo de raio médio igual a 51 cm. Na Tabela 2.2 apresentam-se as cargas ultimas de rupturas para todas as lajes.

Tabela 2.2 Cargas de ruptura para os modelos de ensaios de Takeya (1983)

Modelo	Idade (dias)	A _t (cm ²)	V _u , obs (kN)	Mu* (kN m)	f _{cj} (MPa)	f _{tj} (MPa)
15 / 1	174	0	122,69	35,39	44,0	2,9
15 / 2	175		124,02		45,8	3,1
15 / 3	31		125,77		47,1	3,0
média			124,16			
16 / 1	180	24,40	202,45	54,06	51,9	3,6
16 / 2	173		192,08		38,0	2,7
16 / 3	35		174,50		47,8	3,6
média			189,68			
17 / 1	62	46,36	208,67	58,00	47,5	3,7
17 / 2	57		202,00		43,9	3,5
17 / 3	30		199,87		38,9	3,5
média			203,51			

A_t : área de seção de todos os estribos dentro da região crítica;

$V_{u, obs}$: carga ultima de punção;

Mu^* : momento perpendicular à borda livre que produz a carga ultima V_u no centro do pilar;

f_{cj} e f_{tj} : resistências medias a compressão e tração do concreto.

Primeiramente observa-se que a resistência à punção aumenta com o aumento da armadura transversal. Comparando as lajes do modelo 15 sem armadura transversal com as do modelo 16 com 24,4 cm² de armadura transversal a resistência aumentou uma vez

e meia. Já dobrando a armadura transversal no modelo 17 o ganho na resistência a punção em comparação com o modelo 16 não é bastante significativo.

No modelo sem armadura de punção a ruptura ocorreu por punção com configuração similar à observada nos pilares de interior de edifícios, brusca e com superfície de separação de forma tronco cônica. Para os modelos com armadura de punção a ruptura foi mais dúctil, ocorrendo a ruptura por flexão. O aumento na capacidade resistente nos modelos com armadura de cisalhamento foi considerável aumentando em até um 64%.

b) Figueiredo (1983)

Este trabalho também fez parte das pesquisas orientadas pelo Prof. Dante Martinelli na Escola de Engenharia de São Carlos, que no total foram ensaiados 28 modelos de lajes de concreto armado com pilares de borda (item a) e de canto. A importância deste para a presente pesquisa se baseia em que uma das variantes estudadas foi a influência da relação M/V na resistência à punção na ligação laje-pilar de canto, como esta relação afeta a carga de punção e como é afetado o modo de ruptura.

Para isto foram estudados os resultados de três destes modelos (10, 18 e 19), lembrando-se que para cada modelo foram ensaiadas 3 lajes. Todos modelos apresentavam a mesma quantidade de armadura transversal (estribos), armadura de flexão, dimensões do pilar e espessura da laje, mas diferem quanto ao ponto de aplicação da carga e, por conseguinte, da excentricidade da força resultante de cortante. O modelo 10 tem raio de aplicação de carga $r = 51$ cm, o modelo 18 tem $r = 25,5$ cm ($51/2$ cm) e o modelo 19 tem $r = 89,3$ cm ($1,75 \times 51$ cm). Na Figura 2.8 é apresentado o modelo em planta com a excentricidade de carga de cada um deles. Na Tabela 2.3 estão os resultados das cargas de ruptura para os modelos 10, 18 e 19.

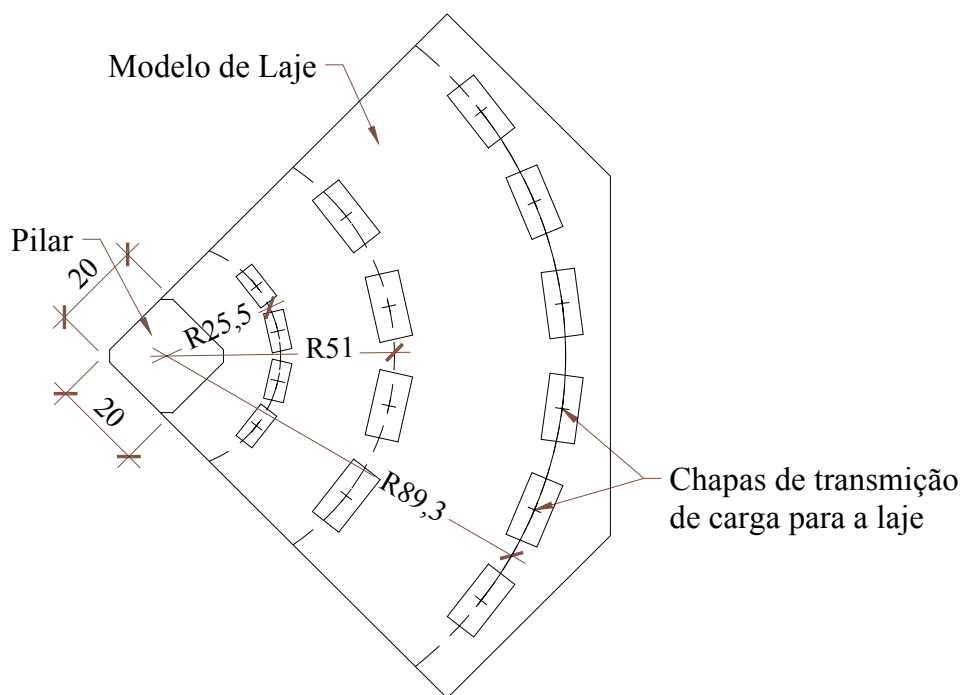


Figura 2.8 Planta do modelo de ensaio utilizado por Figueiredo (1983)

Tabela 2.3 Cargas de ruptura média para os modelos de ensaios 10, 18 e 19 de Figueiredo (1983)

Modelo	r (cm)	$V_{u,obs}$ (kN)	Mu^* (kN m)	M/V (cm)
10	51,0	72,98	32,84	45
18	25,5	199,74	39,95	20
19	89,3	35,98	28,06	78

onde:

r é o raio do arco de circunferência de aplicação de carga;

$V_{u,obs}$ é a carga de ruptura dos modelos observada nos respectivos ensaios;

Mu^* é o momento na direção perpendicular ao lado livre que produz a carga atuante devido à excentricidade de carga M/V com respeito ao centro do pilar.

No modelo de laje 19 ($M/V = 78$ cm) a ruptura se deu por flexão, com ampla predominância do momento fletor escoando varias barras de armadura de flexão e observou-se o inicio da plastificação do concreto na face inferior da laje. No modelo 18 ($M/V = 20$ cm) a ruptura também se deu por flexão, mas a força de cisalhamento para este modelo teve uma ação bem mais significativa, com um inicio de punção junto ao canto interior do pilar. O modelo 10 por conseqüente também rompeu por flexão. Observe-se que a variação na relação momento fletor/força cortante alterou muito as cargas de ruptura das lajes e também nas deformações. As maiores deformações se deram para o modelo 19 e as menores deformações para o modelo 18. Disto o autor concluiu que nos casos de pilares de canto estudados a resistência dos modelos à flexão

é menor que a resistência a punção, indicando a necessidade de ensaiar casos com relação M/V ainda menores que 20 cm ou lajes sem armadura transversal.

2.2.2.2 – Pesquisas realizadas na Universidade de Brasília – UnB

a) Villaverde (2003)

Em prosseguimento ao primeiro trabalho realizado por Correa e Alves na UnB (CORRÊA 2001 e ALVES 2002), Villaverde (2003) estudou a influência do traçado curvo em planta de cabos não aderentes em lajes lisas apoiadas em pilares de centro, ensaiando cinco lajes protendidas com cabos não aderentes e uma de referência em concreto armado. Teve sua motivação no fato de esta ser uma situação freqüente em edifícios devido a desalinhamentos de pilares em edifícios e ainda não ter sido contemplado em nenhuma norma. O perfil de todos os cabos foi poligonal.

Em uma das lajes protendidas, a laje L2, não foi dada aos cabos nenhuma curvatura em planta, enquanto que nas demais as monocordoalhas tiveram curvaturas de 14° e 30° em uma ou duas direções e ainda combinadas com cabos retos.

Verificou que a resistência à punção variou muito pouco até a inclinação de 30° dos cabos, sendo a maior diferença registrada nos ensaios para cargas últimas de 3,5%.

Villaverde comparou seus resultados experimentais com a NBR 6118/2002 e com as normas internacionais ACI 318/95, FIP/98 e EUROCODE 2/98. Para a laje em concreto armado as normas FIIP/98 e NBR 6118/2002 foram as que apresentaram os melhores resultados, já para as lajes protendidas as normas ACI 318/95 e EUROCODE 2/98 apresentaram melhores estimativas.

b) Silva (2005)

Silva ensaiou 16 lajes lisas protendidas com monocordoalhas não aderentes usando perfil parabólico. As 16 lajes foram divididas em 4 grupos A, B, C e D que se diferenciavam por se apoiarem em placas metálicas que simulavam pilares de seções 100 x 100 mm, 200 x 200 mm, 300 x 300 mm e novamente 200 x 200 mm respectivamente. As quatro lajes de cada série se diferenciavam em relação à quantidade e disposição da armadura ativa empregada, sendo esta a diferença entre as séries B e D.

Silva apresentou um estudo detalhado da resistência à punção em lajes protendidas, destacando principalmente as parcelas de compressão no plano (V_{cp}) e equilibrante (V_p), onde essas parcelas se mostram bastante significativas, mas ainda necessitando de ajustes nas prescrições das normas utilizadas em seu trabalho (ACI 318:2002, FIP 98, EUROCODE 2:2002 e NBR 6118:2003).

As lajes da série C, apoiadas em pilares de 300 x 300 mm, tiveram um comportamento mais dúctil que as da série A, apoiadas em pilares de 100 x 100 mm.

Verificou também que as lajes cujos cabos de protensão passavam fora da seção do pilar tiveram reduzida sua resistência ao puncionamento, e também que as lajes que possuíam menor espaçamento entre as monocordoalhas apresentaram mais altas capacidades ao puncionamento quando comparadas com lajes com a mesma quantidade de cabos, mas dispostos mais espaçadamente.

Propôs dois métodos de cálculo, DD1 e DD2, utilizando o método da descompressão direta como alternativa para análise de punção em lajes lisas sobre pilares internos e verificou que o método DD2 foi, dentre todos os métodos e normas empregadas, o que mais se aproximou dos valores de ensaio.

c) Melo (2005)

Melo ensaiou 7 modelos reduzidos compostos por uma laje protendida de 2000 x 1200 mm² com espessura igual a 120 mm e um pilar locado em uma extremidade da laje de seção transversal 200 x 200 mm² com 600 mm a cada lado da laje, concretados monoliticamente, segundo a Figura 2.9. A resistência média à compressão do concreto foi de aproximadamente 40 MPa no dia que realizava o ensaio.

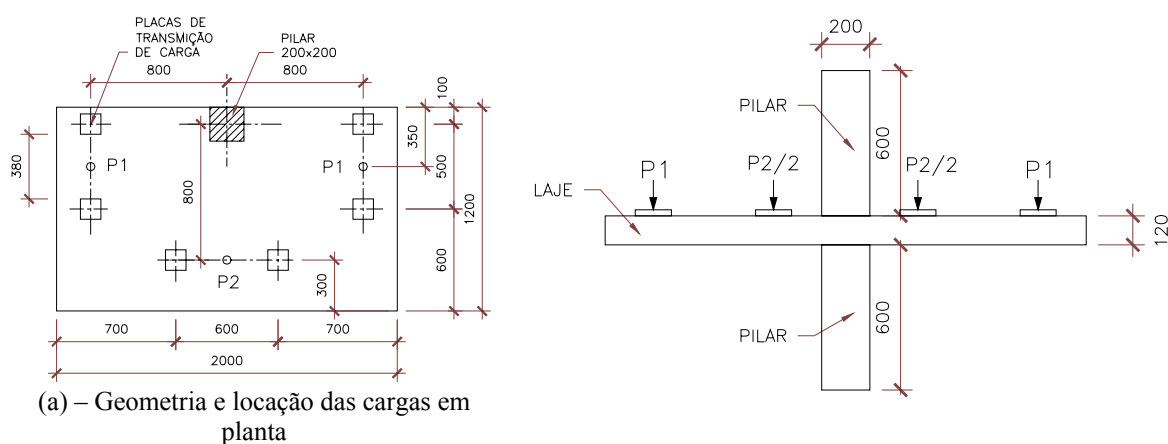


Figura 2.9 – Lajes e pontos de carregamento – Melo (2005)

Como armadura passiva na face superior das lajes (face de momentos negativos), usou uma malha de aço de diâmetro $\varnothing$ 8,0 mm nas duas direções, mais concentrados próximos ao pilar na direção perpendicular ao lado livre, e uniformemente espaçados na outra direção, ver Figura 2.10 (a). Compôs a malha de aço na face inferior com uma malha de diâmetro $\varnothing$ 6,3 mm uniformemente distribuídas nas duas direções, o detalhamento é mostrado na Figura 2.10 (b).

Para garantir que os esforços a que foram submetidas as armaduras passivas fossem integralmente transmitidos ao concreto e não ocorresse o deslizamento das armaduras, ancorou todas as barras através de ganchos em ângulos retos nas extremidades, com ponta reta de comprimento igual a 200 mm (maior que $8\varnothing$).

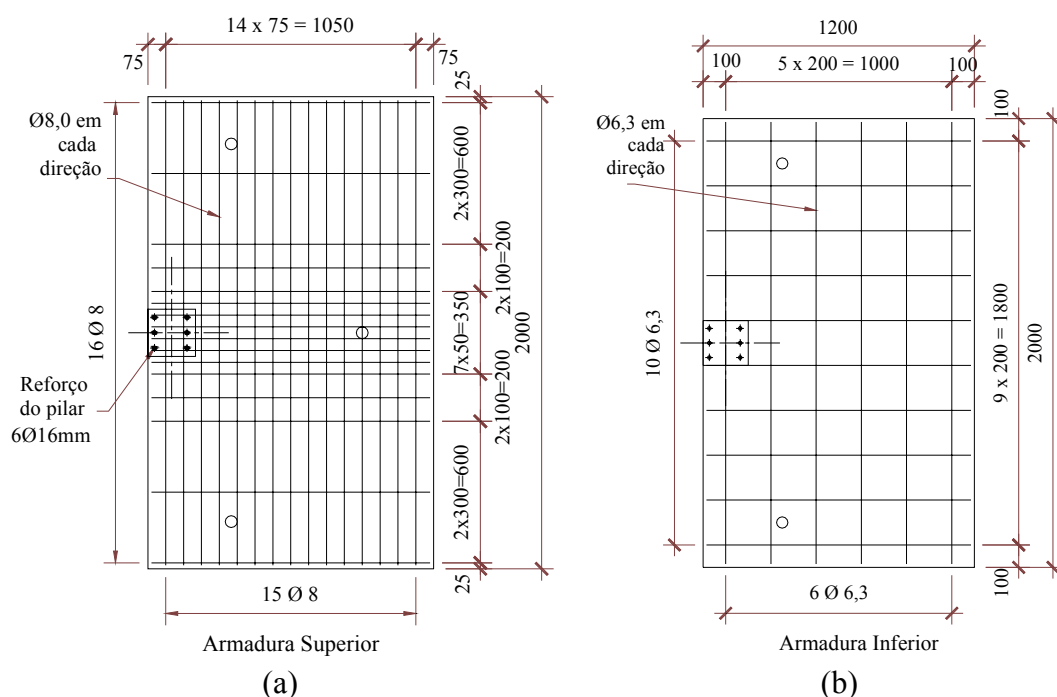


Figura 2.10 – Armaduras passivas superior e inferior – Melo (2005)

As lajes foram protendidas em ambas as direções com cabos não aderentes de 12,7mm (monocordoalha engraxada), com força de protensão média aproximada em cada cabo após perdas iniciais de 130 kN, correspondente a uma tensão aproximada de $0,7 f_{ptk}$. As lajes receberam 4 cabos na direção perpendicular ao lado livre e dois cabos paralelos ao lado livre nas faixas sobre o pilar; 2 cabos na direção perpendicular ao lado livre e 1 cabo paralelo ao lado livre nas faixas centrais. Os cabos paralelos ao lado livre sempre passaram por dentro da armadura do pilar. Todos os cabos possuíam perfil curvo, a exceção dos cabos indicados com (r) na Figura 2.11.

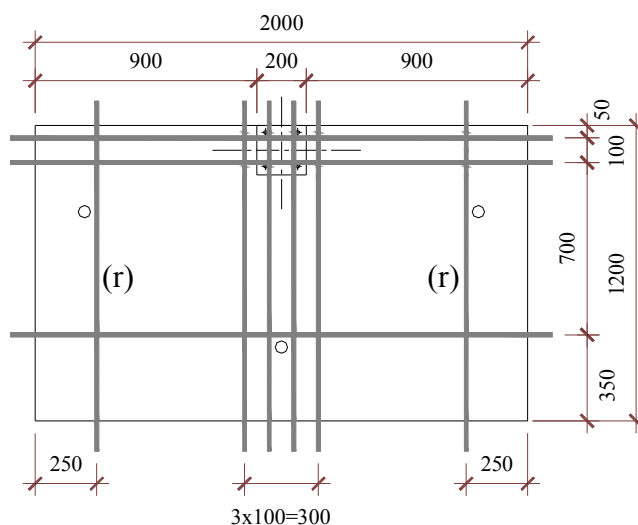


Figura 2.11 – Armadura ativa - Melo (2005)

Uma armadura longitudinal formada por 6 barras de diâmetro $\varnothing$ 16,0 mm e armadura transversal formada por estribos de diâmetro $\varnothing$ 6,3 mm a cada 100 mm em todos os pilares foi também disposta no modelo (Figura 2.10). Foram dispostas também 2 barras $\varnothing$ 12 mm ao redor de todas as extremidades das lajes para combater os esforços de tração gerada nas regiões de distúrbios pelas reações das forças de protensão nos cabos nas placas de ancoragem.

O sistema de protensão utilizado por Melo consistiu de um macaco hidráulico de capacidade 30t que era apoiado no bordo da laje mediante um barrilete esticando a cordoalha de protensão até atingir a força de 150 kN (força máxima permitida pelas normas para esta bitola de cordoalha), registrada através de uma célula de carga posicionada entre o macaco de protensão e o barrilete. Para evitar as perdas iniciais por cravação da ancoragem, re-protendeu os cabos ficando em cada cabo um nível de tensão aproximadamente igual a 130 kN.

Devido à questão do fator mais importante no comportamento da ligação laje-pilar de extremidade a ser estudado no trabalho de Melo ser a relação momento perpendicular ao lado livre e a força cortante, as lajes foram carregadas segundo a Tabela 2.4, na qual se variou a relação P1/P2, com o objetivo de percorrer uma ampla relação momento de extremidade versus força cortante que pudessem estar presentes em um pavimento real.

Tabela 2.4 – Relação das cargas para os modelos de ensaios – Melo (2005)

Laje	P1/P2	M/V (mm)		
		Momentos perpendiculares ao lado livre		Momentos paralelos ao lado livre
		Ao centro do pilar	À face do pilar	À face do pilar
L1	∞	250	150	350
L2	4	311	211	322
L3	2	360	260	300
L4	1	430	333	267
L5	0,5	525	425	225
L6	0,25	620	517	183
L7	0	800	700	100

Foi estimado que todas as lajes deveriam ter rompido por puncionamento, contudo isto não se transformou em verdade. As lajes L1, L2 e L5 romperam por flexo/punção, a laje

L6 rompeu por flexo/punção/torção, a laje L7 rompeu por flexo/torção e somente as lajes L3 e L4 romperam por punção.

Melo concluiu que, mesmo utilizando as mesmas taxas de armadura ativa e passiva, as diversas combinações de carregamentos P_1/P_2 proporcionaram variações nas rupturas apresentadas pelas lajes e que estas relações influenciaram fortemente o comportamento destas em todos os aspectos: carga e modo de ruptura, fissuração, deformação da armadura e do concreto e variação da força de protensão.

Apenas as lajes L3 e L4 apresentaram ruptura brusca como esperado, as demais sofreram mais a ação da flexão, sendo as lajes L1 e L6 as que apresentaram maior ductilidade.

Melo verificou que os maiores acréscimos de tensões ocorreram para os cabos paralelos à extremidade, onde foram observadas para as lajes L1 e L2, respectivamente, acréscimos de 16 e 11%, justificáveis porque as lajes L1 e L2 sofreram carregamentos em que a carga P_1 prevaleceu sobre a carga P_2 ($P_1 = P$; $P_2 = 0$ e $P_1 = P$; $P_2 = 0,25P$). Para as demais lajes este acréscimo nos cabos paralelos ao lado livre esteve aproximadamente em um 10%. Nos cabos perpendiculares à extremidade livre da laje, observou o maior aumento de tensão nas lajes L6 e L7, com um aumento de aproximadamente 4%. E recomendou que, por segurança, seja utilizada uma protensão inferior, por exemplo, em 10%, para lajes com grande transferência de momentos na direção paralela à borda livre ou com relação $M_u/V_u < 0,26$.

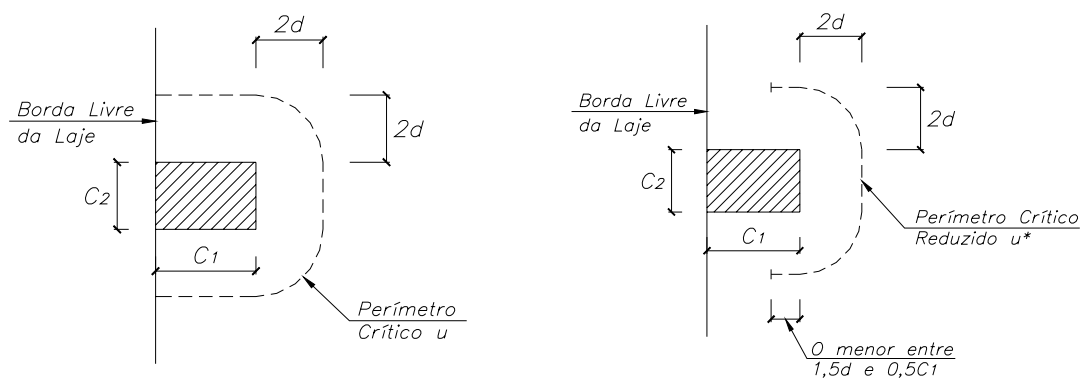
Comparando o resultado dos ensaios com a resistência à punção preconizada pelas normas ACI 318-02, EUROCODE 2:2002, FIP 98 e NBR 6118:2003 constatou que a FIP 98 apresentou os melhores resultados em relação às demais normas analisadas, com uma média aritmética de $V_u/V_n = 1,89$, sendo V_u a força de cisalhamento última do ensaio e V_n a resistência preconizada pelas normas, com coeficiente de variação de 10,5%. E ainda que o procedimento utilizado pelo EUROCODE 2:2002 para a determinação da resistência à punção mostrou-se de uma maneira geral ser menos adequado do que o da NBR 6118:2003, que não considera a parcela da compressão do concreto devido à protensão. Se esta parcela fosse considerada o seu conservadorismo

seria reduzido, e ela apresentaria os melhores resultados em comparação com as demais normas apresentadas.

2.3 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

2.1.1 – NBR 6118 : 2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento

A Norma brasileira adota duas verificações para o cálculo quanto à resistência à punção de ligações laje-pilar. São elas: verificação na primeira seção crítica C, que corresponde ao perímetro de contorno do pilar ou área carregada (área hachurada na Figura 2.12 (a) para pilares de borda, por exemplo) multiplicado pela altura útil da laje E verificação na segunda seção crítica C', cujo perímetro é o contorno afastado de $2d$ do pilar ou área carregada (correspondente ao Perímetro Crítico u e u^* na Figura 2.12) multiplicado pela altura útil da laje.



(a) Seção crítica para pilares de borda

(b) Seção crítica reduzida para pilares de borda

Figura 2.12 – Seção crítica e seção crítica reduzida para pilares de borda segundo a NBR 6118:2003

Na primeira verificação é checada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto através da tensão de cisalhamento. Na segunda verificação é checada a capacidade à punção da ligação laje-pilar associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento no contorno C'.

Percebe-se que os ângulos entre as linhas que formam o perímetro da seção crítica são suavizados através de trechos circulares (trechos de $\frac{1}{4}$ de círculo) cujos centros estão nos cantos dos pilares. Isto mantém a seção crítica a distância constante de $2d$ do perímetro do pilar ou ponto de aplicação de carregamento minimizando seu comprimento.

2.3.1.1 – Cálculo da tensão solicitante

Para pilares interno com carregamento simétrico

$$\tau_{sd} = \frac{Fsd}{u \cdot d} \quad (2.1)$$

Fsd : força ou reação concentrada de cálculo;

u : perímetro crítico (ver Figura 2.12 (a));

d : média aritmética das alturas úteis das armaduras passivas de flexão nas direções ortogonais;

Para pilares de borda quando não agir momento no plano paralelo à borda livre da laje

$$\tau_{sd} = \frac{Fsd}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} \quad (2.2)$$

onde:

$$M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd}^*) \geq 0 \quad (2.3)$$

$$M_{sd}^* = Fsd \cdot e^* \quad (2.4)$$

M_{sd} : momento de extremidade de cálculo (por qualquer método);

M_{sd}^* : momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido

u^* (ver Figura 2.12 (b)) em relação ao centro do pilar;

u^* : perímetro crítico reduzido (ver Figura 2.12 (b));

e^* : excentricidade do Perímetro Reduzido.

W_{p1} : Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda livre para o perímetro u ;

W_p^* : Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda livre para o perímetro u^* .

W_{p1} e W_p^* são dados pelas equações abaixo:

$$W_{p1} = c^2 + 2cd + \pi cd + 8d^2 \quad (2.5)$$

$$W_p^* = \frac{3}{4}c^2 + 2cd + \pi cd + 8d^2 \quad (2.6)$$

Tabela 2.5 – Valores de K_1 :

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K_1	0,45	0,60	0,70	0,80

C_1 é a dimensão perpendicular e C_2 a dimensão paralela à borda livre considerada como mostrado na Figura 2.12.

2.3.1.2 – Cálculo da tensão resistente

Para evitar uma ruptura por compressão diagonal do concreto na superfície crítica C (perímetro do pilar ou ponto de carregamento multiplicado pela espessura da laje) uma verificação deve ser feita para lajes com ou sem armadura de punção: confronto entre a tensão atuante ou de projeto, τ_{sd} , e a tensão resistente τ_{Rd2} :

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (2.7)$$

onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.8)$$

τ_{sd} : é dado pela Equação (2.1) e calculado com u_0 (perímetro do pilar ou ponto de carregamento, perímetro da superfície C) em lugar de u ;

f_{cd} : resistência à compressão de cálculo do concreto;

Para o cálculo de α_v o valor de entrada do f_{ck} é deve ser em MPa.

Para evitar uma ruptura por puncionamento da laje na superfície crítica C' (perímetro crítico u mostrado na Figura 2.12 (a) multiplicado pela espessura da laje) em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção, deve ser feita uma nova verificação: confronto entre a tensão atuante ou de projeto, τ_{sd} , e a tensão resistente τ_{Rd1} :

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (2.9)$$

onde:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (2.10)$$

$$d = \frac{dx + dy}{2} \quad (2.11)$$

τ_{sd} : é dado pela Equação (2.2);

ρ : taxa geométrica de armadura passiva de flexão. ρ_x e ρ_y são as taxas geométricas de armadura nas direções ortogonais calculadas da seguinte forma:

- na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de 3d para cada um dos lados;
- no caso de proximidade da borda prevalece a distância até a borda menor que 3d.

Os valores de entrada de dx e dy devem ser fornecidos em cm.

Para elementos estruturais protendidos deve-se calcular a tensão de cisalhamento efetiva, $\tau_{sd,ef}$, obtida subtraindo-se da tensão de cálculo, τ_{sd} , o valor da tensão devido à protensão, τ_{pd} , tomada para cabos inclinados que passam a menos de d/2 da face do pilar. Esta tensão de cisalhamento efetiva deve ser, para estruturas protendidas, o novo parâmetro para o confronto com as tensões resistentes τ_{Rd1} e τ_{Rd2} .

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} \quad (2.12)$$

A tensão de cisalhamento na seção devido à protensão para cabos que atendam a condição de passar a menos de d/2 da face do pilar é dada por:

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{K,inf,i} \cdot \sin \alpha_i}{u \cdot d} \quad (2.13)$$

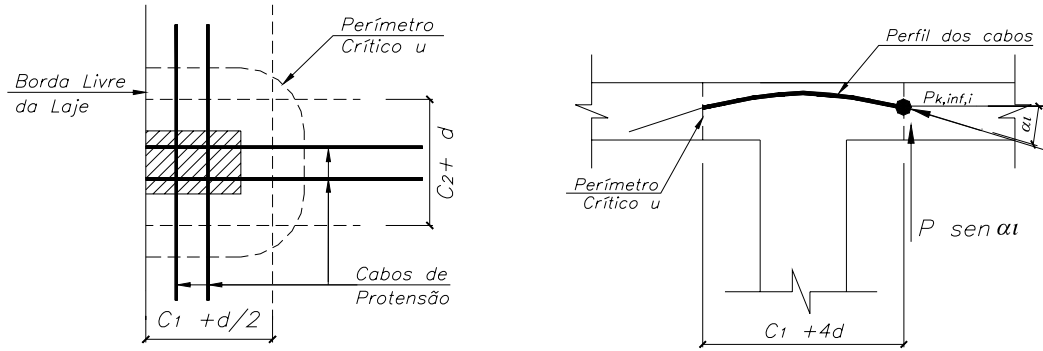
onde:

τ_{pd} : tensão devida ao efeito de protensão dos cabos inclinados que atravessam o contorno considerado e passam a menos de d/2 da face do pilar como mostra a Figura 2.13.

$P_{K,inf,i}$: força de protensão no cabo i .

α_i : inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado.

u : perímetro crítico do contorno considerado, em que se calculam τ_{sd} e $\tau_{sd,ef}$.

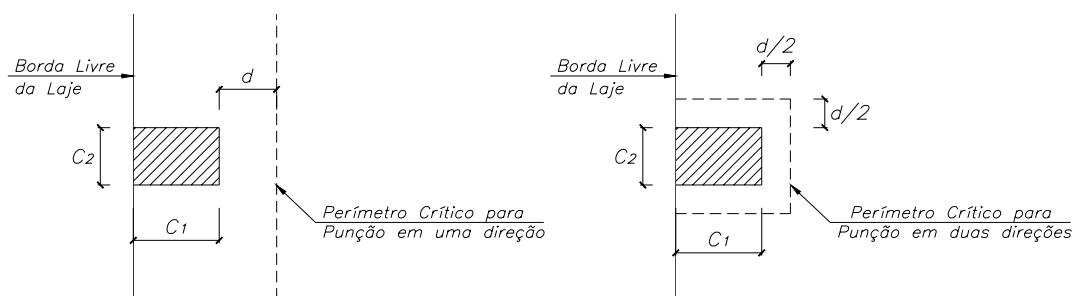


(a) Faixa onde os cabos são considerados (b) Figura ilustrativa do perfil dos cabos inclinados

Figura 2.13 – Perímetro a ser considerado no cálculo de τ_{pd} .

2.3.2 – ACI 318M-02 Building Code For Structural Concrete

O ACI considera que em lajes lisas existe a possibilidade de dois modos de ruptura por punção: em uma direção ou em duas direções. Estas rupturas ocorrem em seções críticas afastadas paralelamente de distâncias d e $d/2$ das faces do pilar ou ponto de carregamento para cada modo respectivamente, sendo d a média aritmética das alturas úteis das armaduras passivas nas duas direções. Os perímetros críticos dos dois modos para pilares de borda são mostrados na Figura 2.14.



(a) Perímetro crítico para ruptura em uma direção

(b) Perímetro crítico para ruptura em duas direções

Figura 2.14 – Seções Críticas adotadas pelo ACI 318M-02

Esta norma assume que o perímetro da seção crítica para o modo de ruptura em duas direções é dado por linhas retas que formam entre si ângulos de 90° , não sendo permitida nenhuma suavização destes com o intuito de manter a seção crítica a distância constante do perímetro do pilar ou ponto de aplicação de carregamento.

2.1.1.1 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção em uma direção

Em elementos em concreto armado submetidos somente à ação de flexão e cisalhamento o valor da resistência do concreto à punção, V_c , é dada por:

$$V_c = 2 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w d \quad (2.14)$$

onde:

f_c' : resistência característica do concreto;

b_w : largura da seção crítica ou largura da área tributária considerada.

Em elementos em concreto protendido com protensão efetiva de um mínimo de 40% da resistência à tração da armadura de flexão:

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{20} + 5 \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w d \quad (2.15)$$

onde:

V_u : força de cisalhamento aplicada na seção b_w ;

M_u : momento fletor atuante na seção b_w ;

e

$$\frac{V_u \cdot d}{M_u} \leq 1,0 \quad (2.16)$$

Condições limite para o valor de V_c :

$$V_c \leq (1/6) \sqrt{f_c'} \cdot b_w d \quad (2.17)$$

$$V_c \geq 0,4 \sqrt{f_c'} \cdot b_w d \quad (2.18)$$

Considerando que a capacidade de uma laje é maior em uma direção que em duas direções e que rupturas em uma direção são raramente críticas para lajes sob carregamento uniforme será utilizado para as verificações futuras neste trabalho apenas o cálculo para o modo de ruptura em duas direções.

2.3.2.1 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção em duas direções

Para lajes não protendidas V_c deve ser considerado o menor dentre os valores encontrados pelas equações abaixo:

$$V_c = \left(1 + \frac{2(4)}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_0 d}{6} \quad (2.19)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_0 d}{12} \quad (2.20)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_0 d \quad (2.21)$$

onde:

$$\beta_c = L_{\text{pilar}} / l_{\text{pilar}} \quad (2.22)$$

L_{pilar} : maior dimensão da secção do pilar;

l_{pilar} : menor dimensão da secção do pilar.

α_s assume os seguintes valores: 40 para pilares de centro, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto.

Para lajes protendidas com o mínimo exigido de armadura aderente, V_c é função da resistência do concreto e das componentes horizontal e vertical devido à protensão. A componente horizontal promove o confinamento da secção e a componente vertical atua como uma carga equilibrante ou de desvio dentro do perímetro crítico.

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc}) \cdot b_0 d + V_p \quad (2.23)$$

onde:

β_p : deve ser menor que 0,29 ou $[\alpha_s(d/b) + 1,5]/12$;

b_0 : perímetro da secção crítica medido em mm e, para pilares de borda, igual a $(3c_1 + 2d)$ como mostrado na Figura 2.14 (b);

d : média aritmética alturas úteis das armaduras passivas nas duas direções em mm, não podendo ser menor que $0,8h$ para elementos protendidos ou secções circulares;

f_{pc} : média aritmética da compressão do concreto devido à protensão medida no centróide da secção em cada direção em MPa;

V_p : componente vertical devido a todas as forças verticais efetivas devido à protensão que atravessam a secção crítica medida em N.

A Equação (2.23) acima terá validade quando atendidas as seguintes exigências:

- f_c' não poderá ser maior que 35 MPa;
- f_{pc} em cada direção não pode ser menor que 0,9 MPa ou maior que 3,5 MPa;
- Nenhum trecho da seção transversal do pilar deve estar a menos de 4 vezes a espessura da laje de proximidade de alguma descontinuidade da borda.

Para pilar de borda onde a distância deste até a borda da laje for menor que 4 vezes a espessura da laje a protensão não é completamente efetiva em todo o perímetro da seção crítica. Neste caso há uma recomendação do ACI para que a resistência à punção seja, conservadoramente, tomada igual à de uma laje não protendida.

Se alguma destas condições não for atendida, o cálculo da resistência à punção deverá ser realizado através das Equações (2.19), (2.20) e (2.21) apresentadas para o cálculo de lajes não protendidas.

Levando em conta a última exigência e a recomendação da norma acima a protensão não será considerada agindo eficientemente em todo o perímetro crítico, contudo não será tomada igual a zero. Somente os cabos paralelos à borda livre serão considerados para o cálculo da parcela V_p , o que, na prática, é o mesmo que não considerar o trecho do perímetro crítico paralelo à borda livre da laje. Este procedimento atende à exigência, à recomendação e ainda mantém o cálculo e a estrutura a favor da segurança. Quando atuarem, além do carregamento gravitacional, cargas de vento, terremotos ou outras ações laterais há a transferência de momentos desbalanceados entre a laje e o pilar. Uma fração deste momento será admitida ser transferida por flexão ($\gamma_f M_u$) e a parcela restante ($\gamma_v M_u$) será admitida ser transferida pela excentricidade do carregamento sobre o centróide da seção crítica. Será assumido que a distribuição das tensões é linear variando em relação ao centróide da seção crítica como mostra a Figura 2.15.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (2.24)$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (2.25)$$

b_1 : comprimento do perímetro crítico perpendicular à borda livre;

b_2 : comprimento do perímetro crítico paralelo à borda livre.

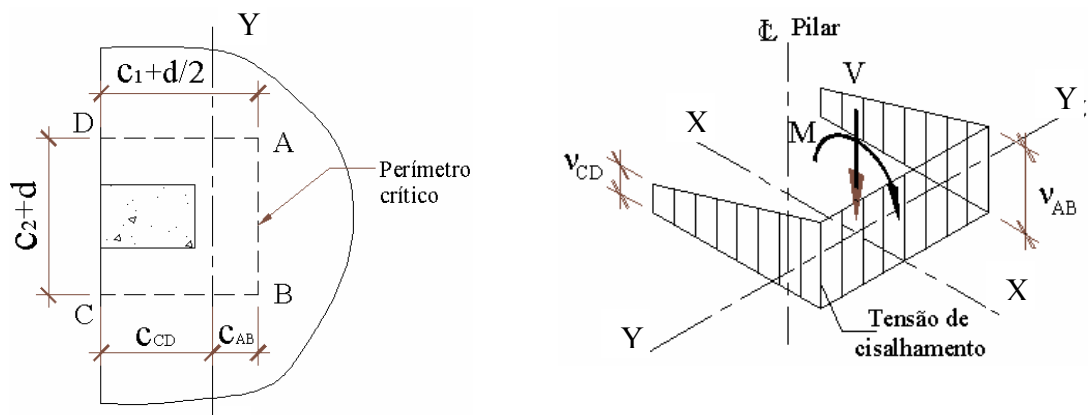


Figura 2.15 – Variação linear de tensões assumida para uma ligação laje-pilar de borda.

Na literatura pesquisada encontrou-se que Hanson e Hanson (MacGREGOR, 1992) adotaram arbitrariamente, baseados em experimentos com pilares de interior quadrados, que 60% do momento é transferido por flexão e 40% por excentricidade de força de cisalhamento. As Equações (2.24) e (2.25), foram escritas, para proporcionar a transição desses para os valores extremos $\gamma_f = 1,0$ para uma laje cuja lateral está apoiada em uma parede e γ_f aproximadamente igual a zero para uma laje apoiada na extremidade de uma longa parede. O ACI indica, citando Hanson e Hanson, estes valores de 60% e 40% como aproximações para cálculo.

Para momentos desbalanceados em relação a um eixo paralelo á borda da laje o valor de γ_f poderá ser tomado com valor aumentado de 1,0 para providenciar que V_u em um pilar de borda não ultrapasse $0,75 \phi V_c$ ou em um pilar de canto não ultrapasse $0,5 \phi V_c$. Para transferência de momentos em pilares de interior ou para momentos sobre um eixo perpendicular à borda para pilares de borda o valor de γ_f poderá ser aumentado de 25% para que V_u não ultrapasse $0,4 \phi V_c$. Nenhum ajuste de γ_f é permitido para lajes protendidas.

O dimensionamento de qualquer seção de concreto ao cisalhamento, incluindo o dimensionamento de uma ligação laje-pilar à punção, deve satisfazer a seguinte condição: confronto entre a carga atuante ou de projeto, v_u , e a carga resistente, v_n .

$$v_u \leq \phi v_n \quad (2.26)$$

ϕ : fator de redução da resistência nominal da ligação laje-pilar, igual a 0,75 para esforços de cisalhamento e de torção.

Para ligações laje-pilar que realizam transferência de momentos e não apresentam armadura de cisalhamento

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_0 d} \quad (2.27)$$

e

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{Jc} \quad (2.28)$$

sendo:

$$Jc = 2 \left(\frac{b_1 d^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{b_1^3 d}{12} \right) + 2(b_1 d) \left(\frac{b_1}{2} - c_{AB} \right)^2 + (b_2 d) \cdot c_{AB}^2 \quad (2.29)$$

com:

$$c_{AB} = \frac{2(b_1 d) \cdot b_1 / 2}{2(b_1 d) + b_2 d} \quad (2.30)$$

V_u : carga atuante na ligação laje-pilar;

M_{u1} : momento desbalanceado na direção perpendicular à borda da laje;

Ac : área da seção crítica;

b_1 : comprimento do perímetro crítico perpendicular à borda livre;

b_2 : comprimento do perímetro crítico paralelo à borda livre;

V_c é definido como anteriormente para concreto armado ou protendido de acordo com o caso;

c_{AB} : excentricidade do perímetro crítico. Corresponde à distância entre o eixo que passa pelo centróide do perímetro crítico e o lado deste paralelo à borda livre. c_{AB} na Equação (2.30) é referente a pilares de borda, e é calculado da seguinte maneira:

$$c_{AB} = \frac{\text{Momentos de áreas das faces sobre AB}}{\text{Área das faces}} \quad (2.31)$$

Jc : momento polar de inércia da seção crítica. Jc na equação (2.32) é referente a pilares de borda e calculado na direção perpendicular à borda livre. Com base na Figura 2.16, Jc é calculado da seguinte maneira:

$$Jc = Ix_{AD \text{ e } BC} + Iy_{AD \text{ e } BC} + (A \cdot x^2)_{AD \text{ e } BC} + A_{AB} \cdot x^2 \quad (2.32)$$

onde:

$Ix_{AD \text{ e } BC}$ e $Iy_{AD \text{ e } BC}$: momentos de inércia em x e em y nas faces AD e BC respectivamente;

A_{AB} , A_{AD} e A_{BC} : áreas das faces da seção crítica;

x : distância do centróide da face considerada ao eixo referente ao momento polar de inércia da face em questão.

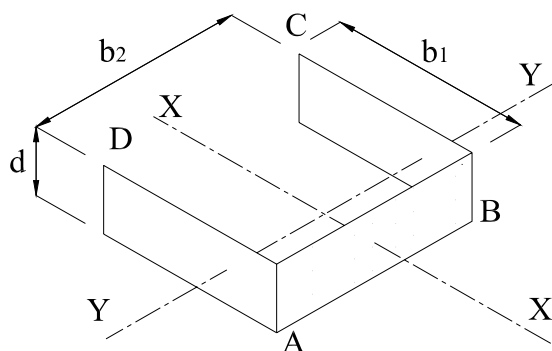


Figura 2.16 – Seção crítica para pilares de borda – MacGregor (1992).

Em virtude de o ACI não especificar uma equação ou método de cálculo, pode-se adotar qualquer método aceito e descrito na bibliografia. Lembrando que só serão contabilizados no cálculo de V_p os cabos paralelos à borda contidos dentro do perímetro crítico, não considerando, assim, o trecho deste perímetro paralelo à borda livre da laje.

$$V_p = \frac{P}{r} \cdot l \quad (2.33)$$

Para o caso das lajes dos modelos ensaiados neste programa experimental:

$$V_p = \frac{2 \times P \times h_2}{(\beta l_1)^2} \times (c_2 + d) \quad (2.34)$$

onde:

P : força de protensão aplicada no cabo;

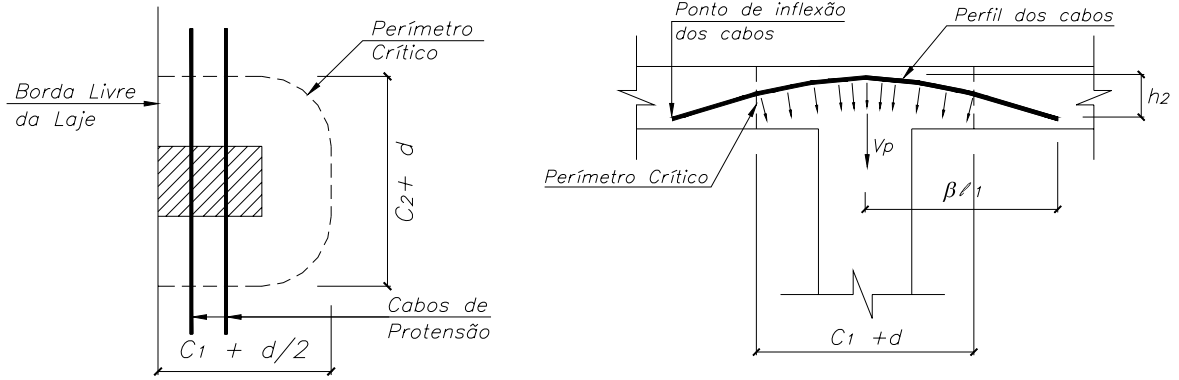
r : raio do perfil do cabo no trecho considerado;

l : distância entre os pontos de inflexão do cabo;

βl_1 : distância do centro do pilar até o ponto de inflexão do cabo.

h_2 : excentricidade total do cabo até o ponto de inflexão.

Para o caso dos modelos ensaiados o valor de βl_1 será o comprimento da laje na direção paralela à borda livre.



(a) Faixa onde os cabos são considerados

(b) Figura ilustrativa do perfil dos cabos inclinados

Figura 2.17 – Perímetro a ser considerado no cálculo de V_p .

2.3.3 – FIP – 1998 Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundations rafts

As recomendações deste norma se aplicam ao puncionamento de lajes com espessura constante dentro de uma área crítica. As lajes podem ter diferentes níveis de protensão nas duas direções ortogonais, ou serem protendidas apenas em uma direção.

O dimensionamento à punção de lajes deve satisfazer a seguinte condição: confronto entre a carga efetiva atuante ou de projeto, $P_{sd,eff}$, e a carga resistente, P_{ru} .

$$P_{sd,eff} \leq P_{ru} \quad (2.35)$$

2.3.3.1 – Cálculo da carga efetiva de puncionamento de projeto

A carga efetiva de puncionamento de uma laje deve levar em conta os efeitos de eventuais transferências de momentos entre a laje e o pilar.

$$P_{sd,eff} = \beta P_{sd} (psd.P) \quad (2.36)$$

onde, para conexões laje-pilar de borda:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + K \frac{M_{sd} \cdot u_1}{P_{sd} \cdot w_1} \quad (2.37)$$

u_1 e u_1^* são respectivamente o perímetro crítico e o perímetro crítico reduzido. Eles são indicados na Figura 2.18;

w_{pl} é o Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda livre do perímetro u dado pela equação:

$$W_{pl} = c^2 + 2cd + \pi cd + 8d^2 \quad (2.38)$$

K : coeficiente que relaciona a maior com a menor dimensão do pilar ou área carregada dado pela tabela abaixo:

Tabela 2.6 – Valores de K :

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

C_1 é a dimensão perpendicular e C_2 a dimensão paralela à borda livre considerada como mostrado na Figura 2.18.

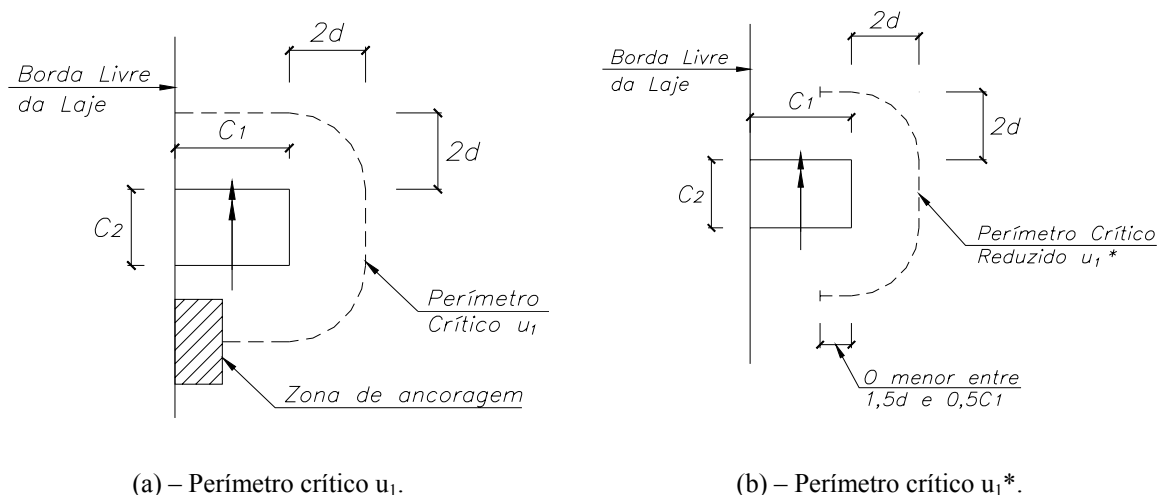


Figura 2.18 – Perímetros críticos segundo a FIP.

O valor da carga efetiva de puncionamento de uma laje pode ser reduzido do valor dos carregamentos, incluindo carregamentos de protensão, que ajam dentro do perímetro de contorno distante $0,5h$ da periferia do pilar ou área carregada. Reduzir da carga efetiva de puncionamento da laje os efeitos da protensão é equivalente a reduzir da reação o valor de $P \tan \alpha$ dos cabos dentro do perímetro citado, sendo isto em muitos casos uma contribuição relevante. A Figura 2.19 mostra a redução que pode ser adotada para carregamentos e efeitos de protensão e o perímetro a ser considerado para esta redução.

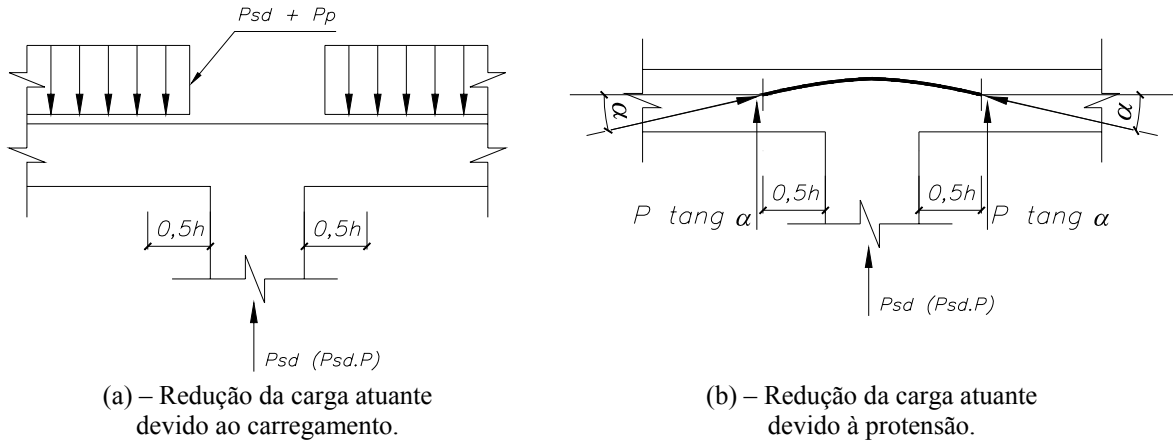


Figura 2.19 – Redução da carga atuante aceita pela FIP.

A carga efetiva de puncionamento da laje pode ainda ser reduzida do valor da força equivalente de descompressão, P_0 .

$$P_{sd,eff} = \beta P_{sd} (psd.P) - P_0 \quad (2.39)$$

Cálculo da parcela de contribuição da protensão no cálculo da carga efetiva de puncionamento pode ser dado por:

$$P_0 = \frac{P_{x0} b_y \cdot P_{y0} b_x}{b_x + b_y} \quad (2.40)$$

onde:

$$P_{x0} = \frac{M_{y0}}{M_{y0sd}} \cdot P_{sd} \quad (2.41)$$

$$P_{y0} = \frac{M_{x0}}{M_{x0sd}} \cdot P_{sd} \quad (2.42)$$

com:

$$M_{x0} = \sigma_{cpy} \frac{b_x h^2}{6} \quad (2.43)$$

$$M_{y0} = \sigma_{cpv} \frac{b_y h^2}{6} \quad (2.44)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P}{h} \quad (2.45)$$

P : protensão efetiva por metro na região considerada;

P_{x0} e P_{y0} : forças de descompressão correspondentes às forças de protensão nas direções ortogonais x e y ;

b_x e b_y : dimensões do perímetro de controle ao longo dos eixos ortogonais x e y;
 M_{x0} e M_{y0} : momentos de descompressão nas larguras b_x e b_y ;
 M_{x0sd} e M_{y0sd} : momentos totais na face do pilar ou área carregada nas larguras b_x e b_y ;
 σ_{cpx} e σ_{cpy} : tensão do concreto na região devido à protensão efetiva;
 σ_{cp} : tensão longitudinal de cálculo no centróide da região da laje;
 h : espessura da laje.

2.3.3.2 – Cálculo da resistência à punção sem armadura de cisalhamento:

$$P_{Rd} = 0,12 \xi (100 \rho \cdot f_{ck})^{1/3} u_1 \cdot d \quad (2.46)$$

onde:

$$\xi = 1 - \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (2.47)$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (2.48)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (2.49)$$

com:

d : média aritmética das alturas úteis das armaduras passivas negativas de flexão nas duas direções ortogonais x e y;

ρ : taxa geométrica de armadura passivas negativas de flexão;

ρ_x e ρ_y : taxa geométrica de armadura passivas negativas de flexão nas direções x e y respectivamente, tomada na faixa $(c + 4d)$, com d em milímetros;

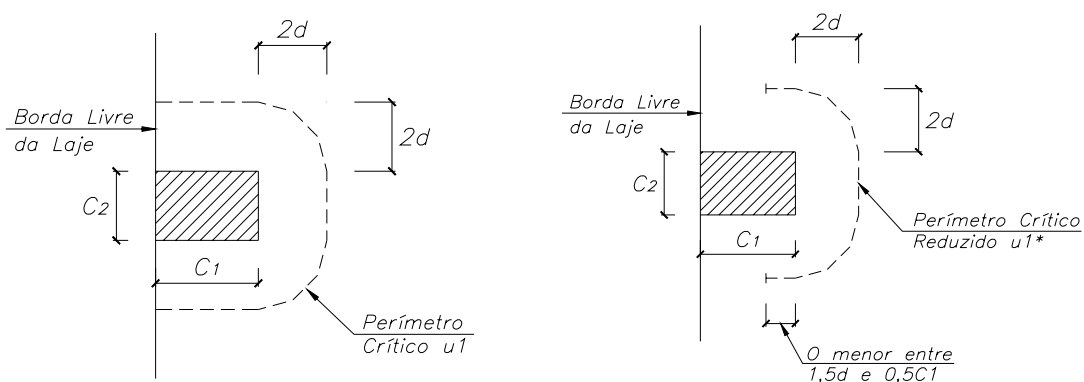
O valor de entrada de d em ξ é dado em mm e o valor de entrada do f_{ck} é dado em MPa.

2.3.4 – EUROCODE 2:2001 Design of concrete structures

As regras apresentadas nesta seção do norma foram formuladas principalmente para casos de carregamento uniformemente distribuído. O procedimento de dimensionamento à punção é baseado em verificações de uma série de seções de controle. O perímetro de controle básico, u_1 , do caso de estudo do presente trabalho, pode ser tomado como o perímetro formado a $2,0d$ de distância do pilar ou área

carregada. Para pilares de borda a Figura 2.20 mostra esse perímetro (ver Figura 2.20 (a)) e um perímetro reduzido (ver Figura 2.20 (b)), tomado quando existir momento de extremidade (momento fletor perpendicular à borda livre da laje).

Assim como na NBR 6118:2003, percebe-se que no EUROCODE 2:2001 os ângulos entre as linhas que formam o perímetro da seção crítica também são suavizados através de trechos circulares (trechos de $\frac{1}{4}$ de círculo) cujos centros estão nos cantos dos pilares. Isto mantém a seção crítica a distância constante de $2d$ do perímetro do pilar ou ponto de aplicação de carregamento minimizando seu comprimento.



(a) – Perímetro Crítico

(b) – Perímetro Crítico Reduzido

Figura 2.20 – Perímetros Críticos adotados pelo EUROCODE 2:2001.

As verificações a serem feitas são:

2.3.4.1 Verificação no perímetro do pilar ou área carregada, A máxima tensão de cisalhamento não deve exceder:

$$v_{Ed} < v_{RD,max} \quad (2.50)$$

onde:

V_{ED} : força de cisalhamento de cálculo

$V_{RD,max}$: valor máximo de cálculo da força resistente ao cisalhamento ao longo da seção de controle considerada.

2.3.4.2 Verificação da necessidade de armadura de punção. Não será necessária armadura de punção se:

$$v_{Ed} < v_{RD,c} \quad (2.51)$$

onde:

$V_{RD,c}$: valor de cálculo da força resistente ao cisalhamento sem a presença de armadura de cisalhamento ao longo da seção de controle considerada.

2.3.4.3 – Cálculo da tensão atuante

Quando a reação for excêntrica com relação ao perímetro de controle a máxima tensão de cisalhamento deve ser tomada como:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (2.52)$$

onde:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (2.53)$$

M_{ED} : Momento atuante de cálculo.

W_1 : Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda livre do perímetro u dado pela equação:

$$w_1 = \frac{C_1^2}{4} + C_1 \cdot C_2 + 4C_1 \cdot d + 8d^2 + \pi d C_2 \quad (2.54)$$

k : como na tabela da NBR 6118:2003:

Tabela 2.7 - Valores de k:

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

C_1 é a dimensão perpendicular e C_2 a dimensão paralela à borda livre considerada.

O valor de β para o perímetro crítico u_1^* , perímetro assumido quando age na ligação momento de extremidade é tomado analogamente igual a:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1^*}{W_1} \quad (2.55)$$

Tomando os perímetros críticos u_1 e u_1^* , e tendo os seus respectivos valores de β , cálculo de V_{ED} pode ser feito diretamente pelas equações abaixo:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} + k \frac{M_{Ed}}{W_1 \cdot d} \quad (2.56)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1^* \cdot d} + k \frac{M_{Ed}}{W_1 \cdot d} \quad (2.57)$$

Quando existir excentricidades nos dois eixos ortogonais o valor de β pode ser calculado usando a seguinte expressão:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (2.58)$$

onde:

e_{par} : excentricidade paralela à borda da laje resultante da ação do momento em relação a um eixo perpendicular à borda.

2.3.4.4 – Cálculo da tensão resistente:

A tensão de cisalhamento de uma laje à punção deve ser calculada para o perímetro de controle básico de acordo com a Figura 2.20, atentando para o fato de que se houver momento sobre o eixo paralelo à borda livre da laje tomado para o interior desta o perímetro a ser considerado será o da Figura 2.20 (b). $V_{RD,c}$, valor da resistência por unidade de área é dado por:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K (100 \rho_1 f_c k)^{1/3} - 0,10 \sigma_{cp} \quad (2.59)$$

onde:

$$v_{RD,c} < 0,4 f_{ct,d} - 0,10 \sigma_{cp} \quad (2.60)$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (2.61)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02 \quad (2.62)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (2.63)$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad (2.64)$$

$$\sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} \quad (2.65)$$

σ_{cp} : tensão de compressão no concreto no plano da laje na seção crítica nas direções y e z dado em MPa e com valor negativo para compressão.

$N_{Ed,y}$ e $N_{Ed,z}$: força longitudinal através da seção de controle para pilares de borda.

A_c : área de concreto de acordo com a definição de N_{Ed} .

ρ_l : taxa de armadura passiva tomada para a largura da seção do pilar somada a 3d para cada lado.

γ_c : fator de segurança para ações permanentes, $\gamma_c = 1,5$.

d : dado em mm.

A força de cisalhamento na região do perímetro do pilar dada pela equação:

$$v_{ED} = \frac{V_{ED}}{u_0 d} \quad (2.66)$$

não pode ultrapassar a máxima tensão de cisalhamento $v_{RD,máx}$ dada pela equação:

$$v_{RD,máx} = 0,5 v f_{cd} \quad (2.67)$$

onde:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.68)$$

u_0 para pilares de borda é dado pela equação:

$$u_0 = c_x + 3d \leq c_x + 2c_y \quad (2.69)$$

3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 – PRELIMINARES

A série de modelos locais de ensaio apresentada agora faz parte da segunda série de ensaios do programa experimental de Villaverde (2005) em sua Tese de Doutorado na Universidade de Brasília, sendo as sete lajes ensaiadas por Mello (2005) a primeira série deste programa.

Foram ensaiados cinco modelos de ligação laje-pilar representando partes de um pavimento de laje lisa protendida com cabos não aderentes apoiado diretamente sobre pilares, sem a presença de armadura transversal. Um típico pavimento de laje lisa protendida de onde se poderia ter extraído os modelos é mostrado na Figura 3.1. Os modelos serão de agora em diante chamados de modelos experimentais ou modelos locais e são representativos da ligação laje-pilar de extremidade do tipo de pavimento em questão.

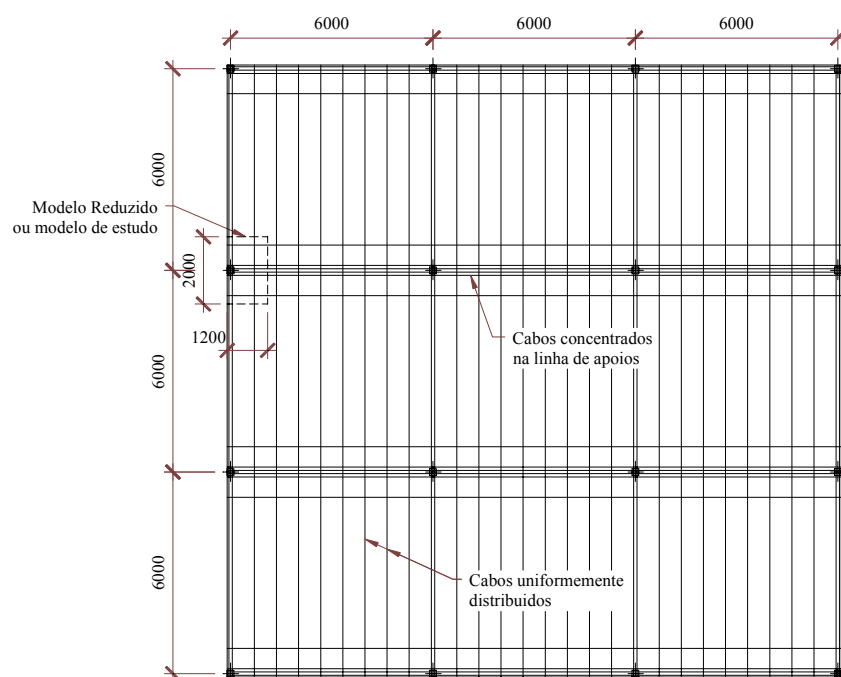


Figura 3.1 – Arranjo dos cabos no pavimento completo de laje protendida.

As dimensões em planta dos modelos locais foram escolhidas de maneira a combinarem com as dimensões da laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de

Brasília e fosse possível a realização dos ensaios. Teve-se também a intenção de que os pontos de aplicação de cargas no modelo ficassem a igual distância do pilar e ainda se tivesse espaço para que se pudessem posicionar os equipamentos necessários ao ensaio, como vigas de transferência, defletômetros, entre outros de maneira cômoda.

A execução de modelos locais é conveniente tanto por suas dimensões – o que facilita o esquema de ensaio, quanto por seus custos reduzidos, sem apresentar discrepâncias relevantes em relação a ensaios com um modelo global de múltiplos painéis. Devido à sua simplicidade o modelo reduzido é estaticamente determinado, o que significa que forças e momentos podem ser calculados simples e diretamente. Contudo, eles não apresentam a redistribuição de esforços que ocorreria no pavimento completo quando da fissuração do concreto e escoamento da armadura passiva devido a esforços de flexão.

O arranjo dos cabos de protensão no pavimento típico idealizado como referência (ver Figura 3.1), que em uma direção são distribuídos uniformemente no pavimento todo e na outra são concentrados em faixas estreitas que passam pelas linhas de pilares, foi escolhido pela sua comum aplicação em pavimentos de edifícios. Este arranjo torna o cálculo do painel de laje mais fácil uma vez que se consideram as faixas de cabos concentrados como vigas chatas, dividindo-se, assim, o pavimento em uma série de lajes armadas uniformemente em uma direção.

Para pilares de borda o pavimento típico idealizado apresenta dois casos de arranjos de cabos de protensão: um onde a faixa de cabos concentrados é paralela à borda livre, enquanto na outra direção os cabos são distribuídos uniformemente e outro onde a faixa de cabos concentrados é perpendicular à borda livre, enquanto na outra direção os cabos são distribuídos uniformemente. Somente o segundo caso de arranjo de cabos foi objeto de estudo deste trabalho com a execução e ensaio de modelos locais.

Os modelos idealizados se prestaram à investigação da resistência e de modos de ruptura à punção em ligações laje-pilar de borda no caso de lajes lisas protendidas com cabos não aderentes e sem o emprego de armadura de cisalhamento. Os resultados experimentais foram confrontados com as previsões analíticas preconizadas pela NBR 6118:2003 e por algumas normas internacionais de referência, sendo elas o ACI 318M-02, o EUROCODE 2:2001, e a FIP 98.

Figuraram como variáveis de ensaio para este trabalho a relação momento de extremidade (momento fletor perpendicular à borda livre da laje) sobre a força cortante atuante na ligação e a variação combinada da quantidade de armadura passiva de flexão e de protensão nos modelos.

3.2 – DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.2.1 – Geometria e armadura das lajes

Foram ensaiados cinco modelos de ligações laje-pilar de borda. As dimensões de cada laje do modelo eram em planta de 2000 x 1200 mm e 120 mm de espessura e o pilar dos modelos possuía seção transversal quadrada de 200 x 200 mm com altura total de 1320 mm, como visto na Figura 3.2. O plano médio das lajes está localizado à meia altura dos pilares.

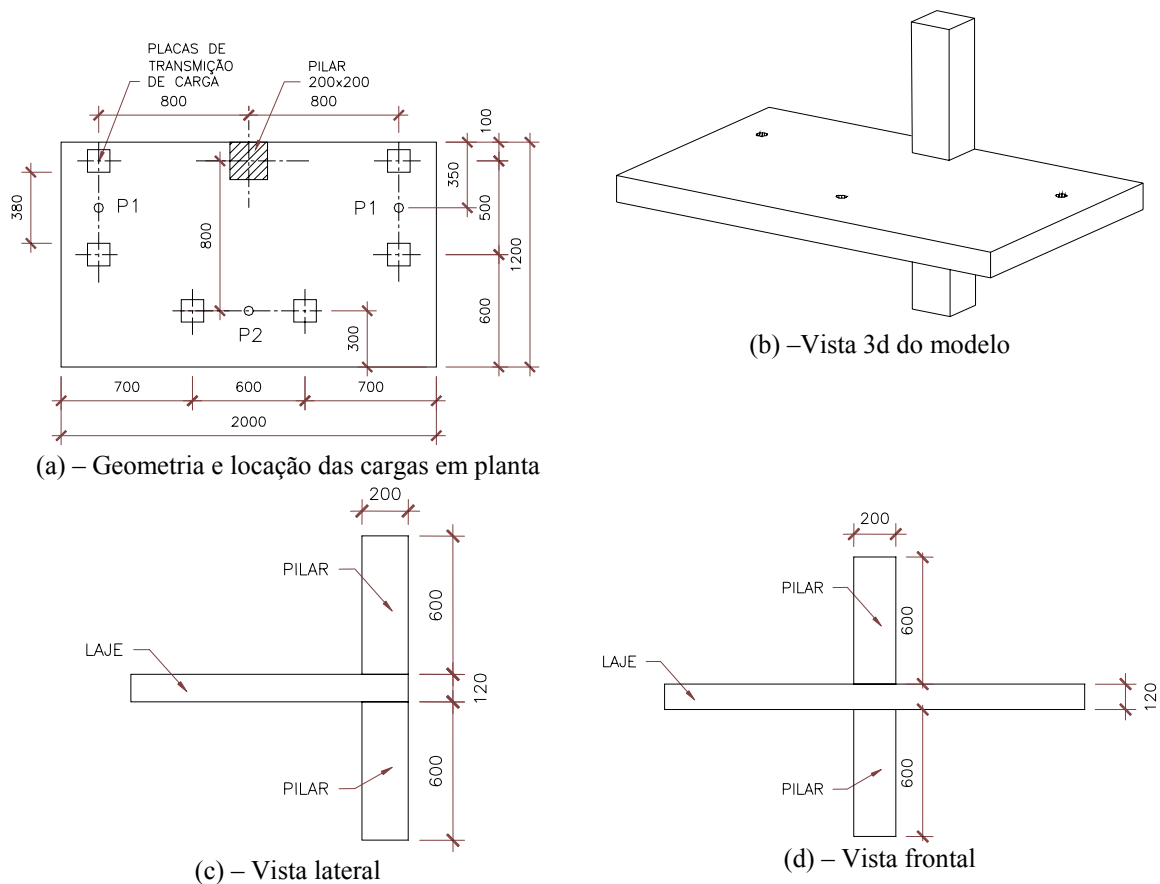


Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio.

Os modelos foram numerados de L8 a L12 em virtude de fazerem também parte da segunda série de ensaios realizados por Villaverde (2005) como mencionado anteriormente. Os modelos L8, L9 e L10 possuíam, entre si, iguais armaduras passivas e ativas, enquanto que os demais apresentavam diferenças quanto a essas taxas. Os modelos L8, L9 e L10 possuíam malha de armadura negativa de flexão constituída de barras de aço de diâmetro $\varnothing 8,0$ mm nas duas direções, sendo 15 distribuídas uniformemente na direção paralela à borda livre e 16 distribuídas na direção perpendicular, estando estas mais concentradas em uma faixa que passa pelo pilar. O modelo L11 possuía na direção paralela à borda livre 7 barras de diâmetro $\varnothing 10,0$ mm concentradas na metade da laje junto ao pilar mais 3 barras de $\varnothing 8,0$ mm distribuídas na outra metade e na direção perpendicular apresentava 16 barras de aço de diâmetro $\varnothing 8,0$ mm com a mesma distribuição anterior. O modelo L12 possuía 15 barras de $\varnothing 8,0$ mm distribuídas uniformemente na direção paralela à borda livre e na direção perpendicular apresentava 8 barras de $\varnothing 10,0$ mm concentradas em uma faixa que passa pelo pilar mais 3 barras de $\varnothing 8,0$ mm distribuídos em cada uma das faixas laterais do modelo. Os detalhes e espaçamentos das armaduras passivas negativas das lajes dos modelos podem ser vistos na Figura 3.3.

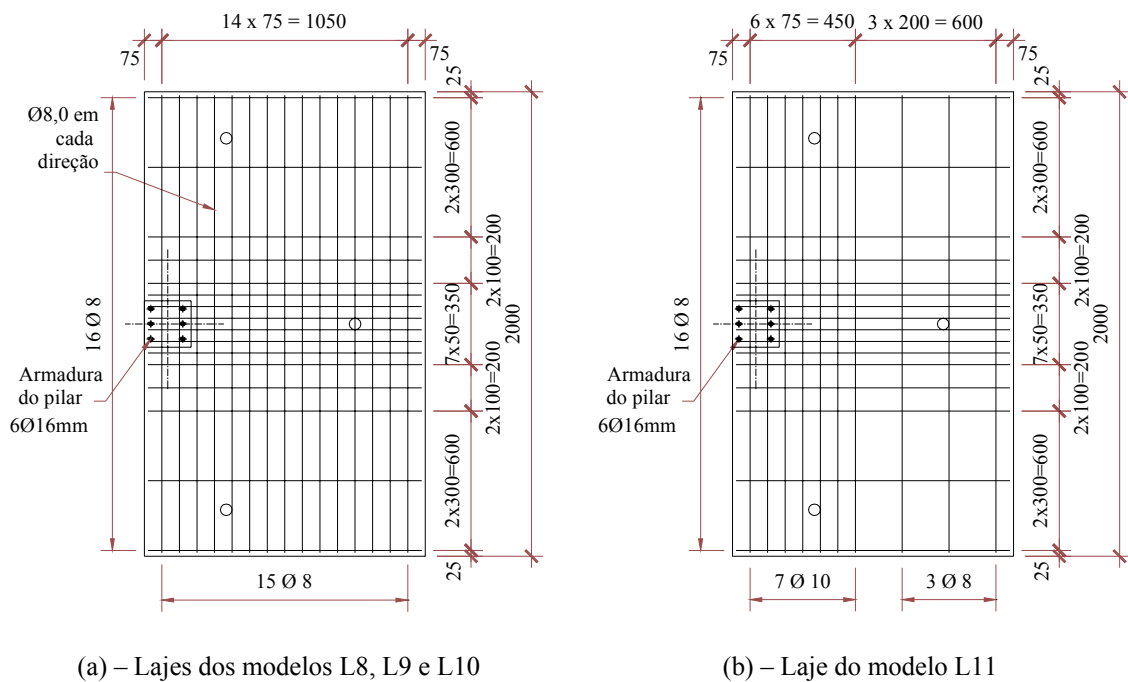
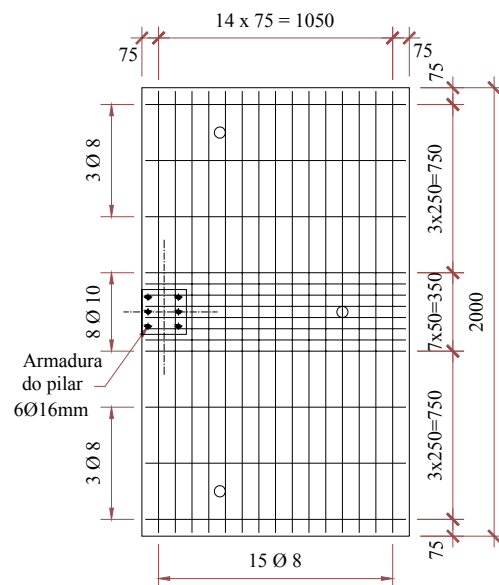


Figura 3.3 – Armadura passiva negativa de flexão dos modelos estudados.



(c) – Laje do modelo L12

Figura 3.3 – Armadura passiva negativa de flexão dos modelos estudados – Continuação.

Em todos os modelos a armadura na face inferior das lajes foi composta de uma malha de barras de aço de $\varnothing 6,3$ mm distribuídas uniformemente nas duas direções. A Figura 3.4 mostra o detalhamento desta malha.

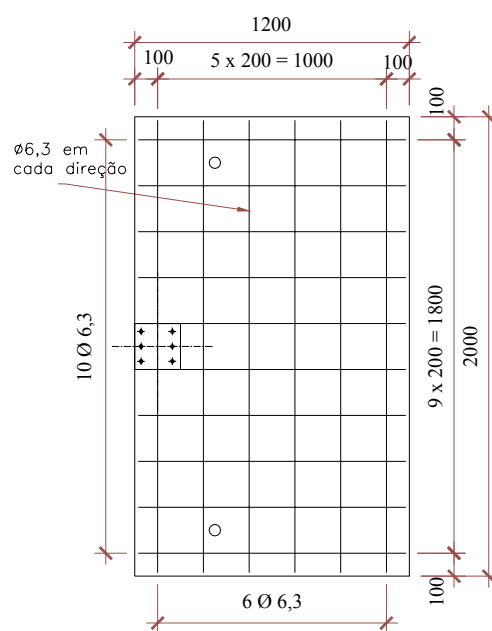
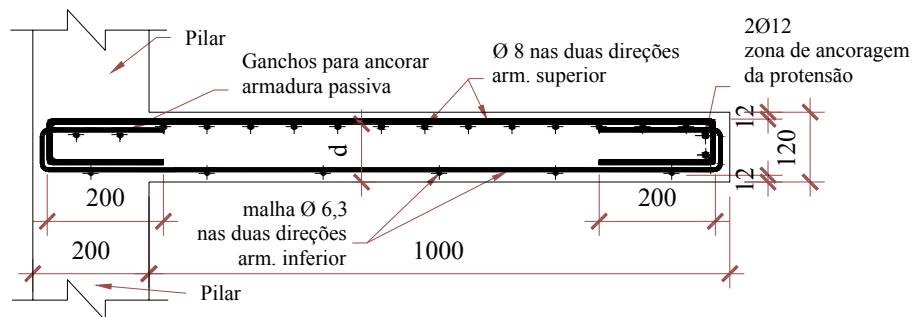


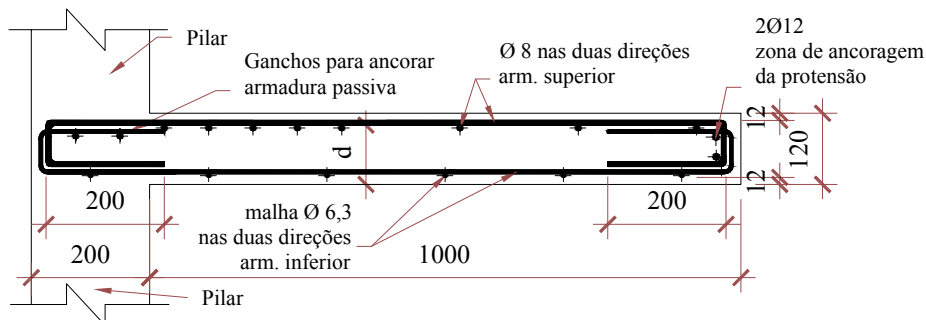
Figura 3.4 – Armadura passiva inferior de flexão para todas as lajes dos modelos.

Em todas as barras de flexão passivas, tanto da armadura negativa quanto da armadura positiva, foram providenciados ganchos em “U” com comprimento da ponta reta de 200 mm (maior que 8ϕ) a fim de promover ancoragem suficiente para que estas pudessem resistir aos esforços solicitados sem o risco de deslizamento destas dentro do concreto, o que comprometeria todo o ensaio.

Foram acrescentadas a todos os modelos 2 barras de $\phi 12,5$ m (uma na face superior e uma na face inferior) em todas as bordas com o intuito de que absorvessem os esforços de tração provenientes das zonas de distúrbios próximas às ancoragens dos cabos de protensão. Estas barras são mostradas na Figura 3.5.



(a) – Seção transversal para os modelos L8, L9, L10 e L12.



(b) – Seção transversal para o modelo L11.

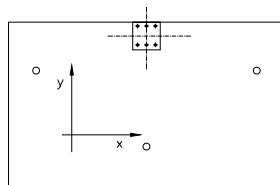
Figura 3.5 – Detalhamento das armaduras passivas dos modelos.

A intenção com esta distribuição foi reforçar o modelo mais em uma ou outra direção.

A Tabela 3.1 mostra um resumo de todos os dados das armaduras passivas e ativas para cada um dos cinco modelos locais confeccionados. As medidas da altura útil das armaduras passivas, d e das armaduras ativas, d_p , foram coletadas ao redor do pilar e as

taxas de armadura calculadas com base em uma largura de $(6d + c_2)$ centrada no meio do pilar.

Tabela 3.1 – Resumo das armaduras passivas e ativas.



Lajes	h (mm)	d_x (mm)	d_y (mm)	d_{px} (mm)	d_{py} (mm)	ρ_x (%)	ρ_y (%)	ρ_{px} (%)	ρ_{py} (%)
L8	120	97	105	80	94	0,63	0,69	0,29	0,28
L9	120	98	106	79	93	0,62	0,68	0,29	0,29
L10	120	98	106	79	89	0,62	0,68	0,29	0,31
L11	120	96	105	75	93	0,99	0,69	0,64	0,57
L12	120	97	106	77	93	0,63	0,97	0,61	0,57

A armadura dos pilares dos modelos foi composta por 6 barras longitudinais de diâmetro $\varnothing 16,0$ mm dispostas como visto, por exemplo, na Figura 3.4 e por estribos de $\varnothing 6,3$ mm a cada 100 mm. A Figura 3.6 mostra em detalhe esta armadura na seção transversal do pilar.

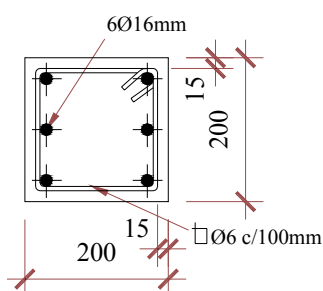


Figura 3.6 – Detalhamento armadura do pilar na seção transversal.

Antes da concretagem dos modelos foram colocados 4 ganchos nas lajes e um gancho no pilar, como mostra a Figura 3.7, para que se pudesse içá-los e movimentá-los pelo Laboratório de Estruturas.



Figura 3.7 – Ganchos nas lajes após a concretagem dos modelos.

Formam afixados, nos pontos de aplicação de carga, nas fôrmas de todos os modelos pedaços de canos PVC de 50 mm de diâmetro e 120 mm de comprimento (ver Figura 3.8), para que se pudesse montar o ensaio como será visto mais adiante.



Figura 3.8 – Canos de PVC fixados nas fôrmas.

A protensão empregada em todos os modelos foi aplicada através de cabos de diâmetro $\varnothing 12,7$ mm não aderentes (monocordoalha engraxada) nas duas direções. A protensão média após as perdas iniciais foi de aproximadamente 130 kN em cada cabo, promovendo uma tensão aproximada de $0,7 f_{ptk}$. As monocordoalhas utilizadas foram do tipo CP 190RB de 7 fios.

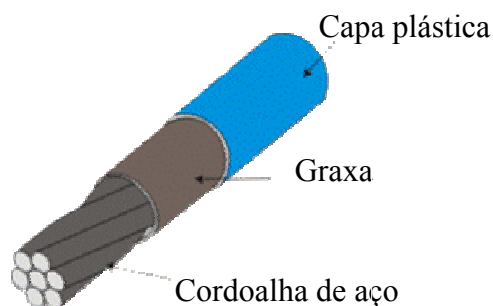
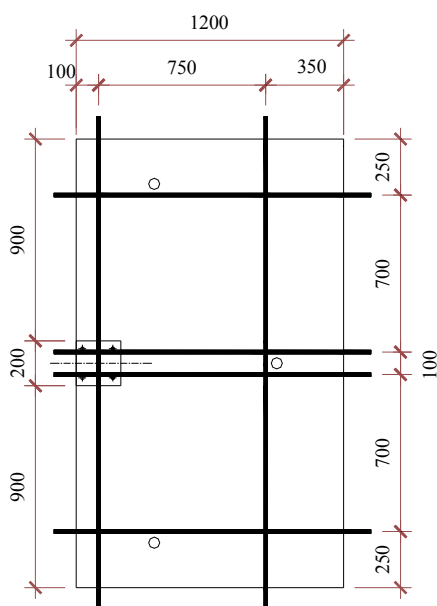


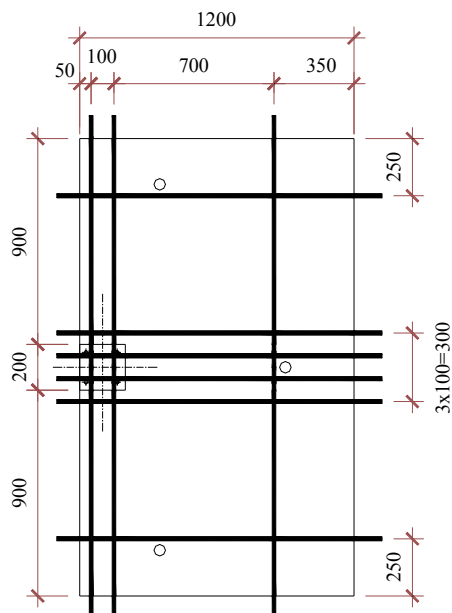
Figura 3.9 – Monocordoalha engraxada.

No processo de fabricação, cada uma delas é envolta por uma camada de graxa anti-corrosão que também tem a função de lubrificá-las, diminuindo a aderência com uma capa plástica de cobertura de polietileno de alta densidade (PEAD), que, por sua vez, é extrudada diretamente sobre a monocordoalha já engraxada, promovendo a contenção da graxa e o isolamento do cabo – impedindo a aderência do cabo e o contato da graxa com o concreto. Mais informações sobre as propriedades mecânicas das monocordoalhas serão apresentadas no Capítulo 4.

Quanto ao arranjo dos cabos de protensão os modelos podem ser reunidos em dois grupos. O primeiro, do qual fazem parte os modelos L8, L9 e L10, possuíam 2 cabos na direção paralela à borda livre, um que passava no meio da seção do pilar e outro que passava no trecho da faixa central do modelo e na direção perpendicular apresentava 4 cabos, 2 passavam através do pilar entre as barras longitudinais deste e 1 passava em cada um dos trechos de faixas centrais. O segundo grupo, que abrange dos modelos L11 e L12, possuía 3 cabos na direção paralela à borda livre, sendo que 2 deles passavam através do pilar (entre as barras longitudinais) e 1 passava no trecho de faixa central do modelo; e na direção perpendicular apresentava 6 cabos, sendo que 2 passavam através da seção transversal do pilar (como no arranjo anterior), 2 passavam ao lado destes afastados da mesma distância que separa os 2 primeiros e 1 passava em cada um dos dois trechos de faixas centrais. A Figura 3.10 mostra locação e os espaçamentos dos cabos em planta em cada modelo.



(a) – Lajes dos modelos L8, L9 e L10



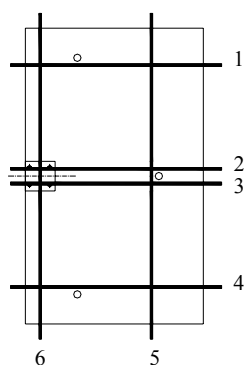
(b) – Lajes dos modelos L11 e L12

Figura 3.10 – Locação das armaduras ativas (monocordalhas) em planta.

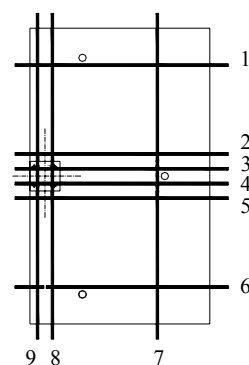
Os cabos perpendiculares à borda livre que passavam pelos trechos de faixas centrais dos modelos apresentavam perfil reto enquanto que os demais cabos em ambas as direções apresentavam perfil parabólico. Os perfis destes com sua locação e cotas fixas podem ser vistos na Figura 3.12. A

Tabela 3.2 mostra as cotas verticais variáveis dos cabos em cada modelo.

Os cabos receberam a numeração apresentada a seguir na Figura 3.11.

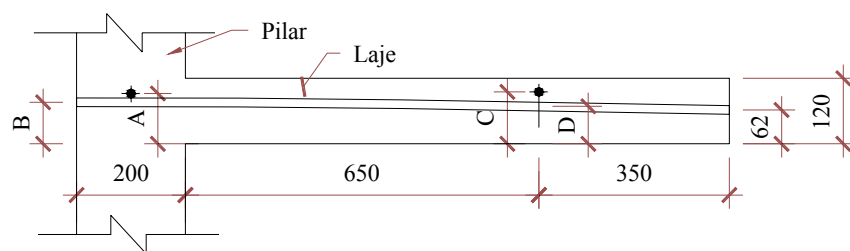


(a) – Numeração dos cabos dos modelos L8, L9 e L10

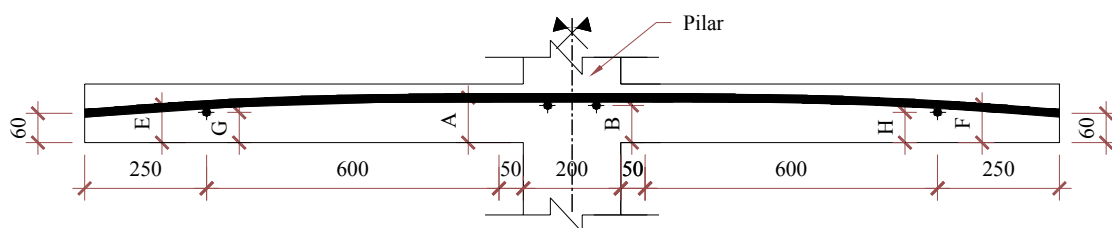


(b) – Numeração dos cabos dos modelos L11 e L12

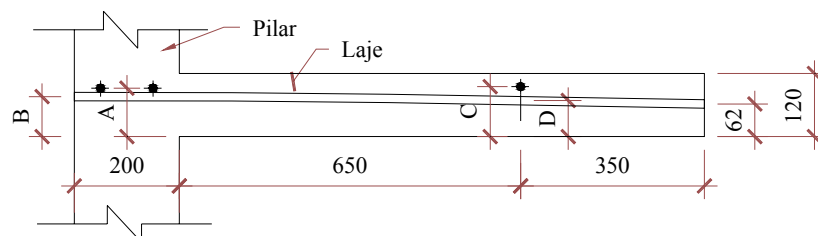
Figura 3.11 – Numeração dos cabos dos modelos.



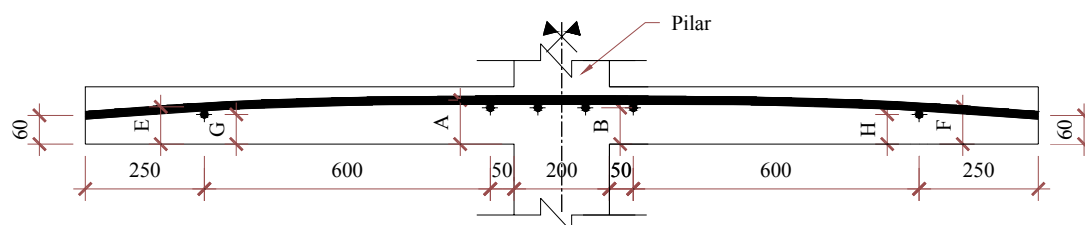
(a) – Cabos com perfil parabólico perpendiculares ao lado livre das lajes dos modelos L8, L9 e L10.



(b) – Cabos com perfil parabólico paralelos ao lado livre que passam pelo pilar das lajes dos modelos L8, L9 e L10.



(c) – Cabos com perfil parabólico perpendiculares ao lado livre das lajes dos modelos L11 e L12.



(d) – Cabos com perfil parabólico paralelos ao lado livre que passam pelo pilar das lajes dos modelos L11 e L12.

Figura 3.12 – Perfil das armaduras ativas com perfil parabólico (monocordalhas).

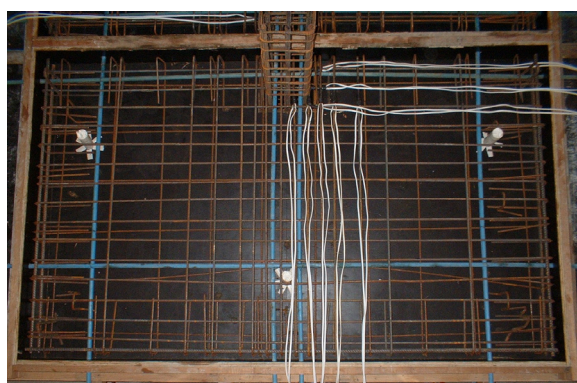
Tabela 3.2 – Cotas variáveis dos cabos de protensão dos modelos (mm).

Modelo	A	B	C	D	E	F	G	H
L 8	94	80	92	71	80	76	63	60
L 9	93	79	97	71	73	77	53	61
L 10	89	79	95	69	75	78	58	62
L 11	93	75	94	72	75	74	58	58
L 12	93	78	92	73	75	77	58	61

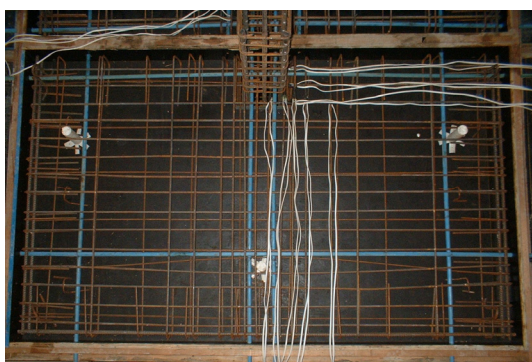
A seguir é mostrado na Figura 3.13 o aspecto final das armaduras passivas já instrumentadas e ativas já posicionadas em cada um dos modelos antes da concretagem.



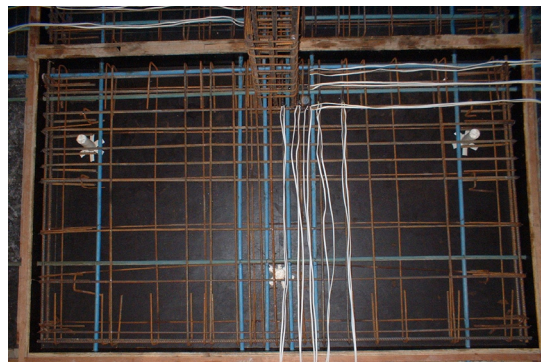
(a) – Modelo L8



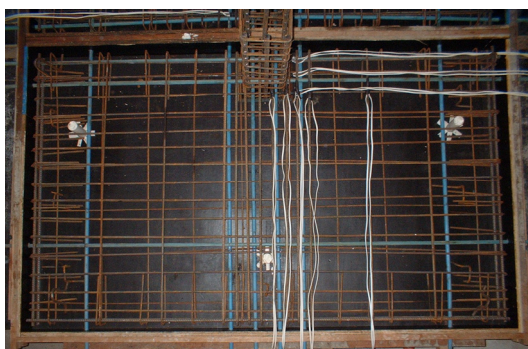
(b) – Modelo L9



(c) – Modelo L10



(d) – Modelo L11



(e) – Modelo L12

Figura 3.13 – Aspecto final das armaduras passivas e ativas dos modelos.

3.2.2 – Fôrmas e concretagem das lajes

As fôrmas utilizadas para a confecção dos modelos foram feitas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília em madeirite. Foram confeccionados 4 blocos de

formas (ver Figura 3.14), com a finalidade de produzir oito modelos locais. Cada bloco de forma tinha, portanto, a capacidade de produzir 2 modelos locais de ensaio como mostra a Figura 3.14 para que fossem concretados em uma única data todos os modelos locais da segunda série de ensaios do programa de Doutorado de Vladimir Villaverde Barbán.



(a) – Vista lateral de um dos blocos de fôrmas.



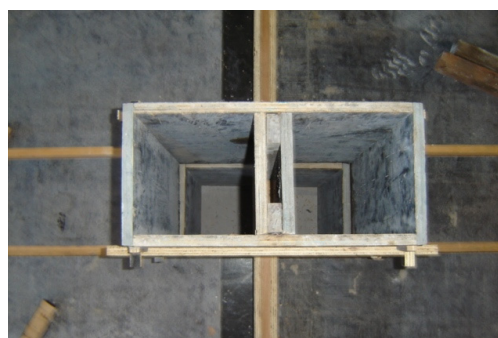
(b) – Vista frontal de um dos blocos de fôrmas

Figura 3.14 – Fôrmas dos modelos locais.

Como pode ser visto nas fotos acima, as fôrmas dos pilares superiores e inferiores são móveis, não estando, portanto, fixadas na fôrma das lajes. A não fixação das fôrmas dos pilares superiores se deve a motivações executivas para a concretagem do modelo, como será visto e explicado adiante. Por sua vez a não fixação das fôrmas dos pilares inferiores tem sua motivação na retirada destas após endurecimento do concreto. As formas dos pilares inferiores e superiores e suas posições finais são mostradas na Figura 3.15.



(a) – Vista lateral das formas



(b) – Vista superior das formas

Figura 3.15 – Formas dos pilares inferior e superior dos modelos L14 e L15.

Os modelos foram concretados monoliticamente em uma única data, como já explanado, com a utilização de concreto usinado como é possível ver na Figura 3.16. O traço empregado na confecção do concreto está presente na Tabela 3.3, que mostra também as quantidades de material gasto por m³ de concreto.



(a)



(b)

Figura 3.16 – Concretagem dos modelos.

Tabela 3.3 – Traço e quantidades de material gasto para 1 m³ de concreto.

ÍTEM	QUANTIDADES
Cimento	515 Kg
Areia Natural	961 Kg
Areia Artificial	347 Kg
Brita Zero	347 Kg
Fator água/cimento	0,38
Aditivo (Master Mix 390 RB – Degussa)	0,62 em Kg
Traço do Concreto	1 : 0,67 : 0,67 : 1,86

Antes da concretagem dos modelos foi feito um Teste de abatimento, que verifica a consistência da massa e indica se esta tem a fluidez necessária para passar por todas as armaduras e preencher toda a forma, evitando, assim, a presença de vazios e ninhos de concretagem. O resultado do teste foi um abatimento de 12 cm ± 2 cm. Este teste é visto na Figura 3.17.



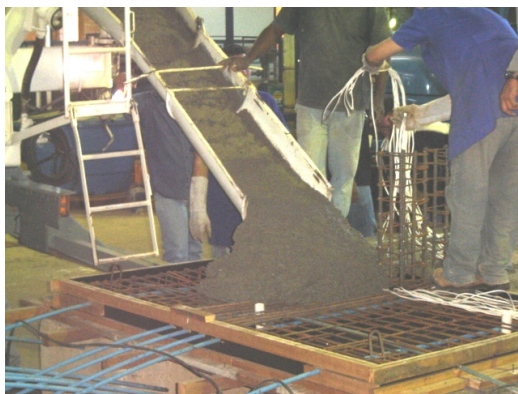
(a)



(b)

Figura 3.17 – Teste de abatimento

O concreto foi lançado diretamente do caminhão betoneira para as formas dos modelos e adensado com três vibradores de imersão. Dois vibradores maiores, de diâmetro 35 mm, foram utilizados para o adensamento da laje e um menor, de diâmetro 25 mm, foi utilizado para vibrar os pilares e a região da ligação laje-pilar como mostrado na Figura 3.18.



(a) – Concreto sendo lançado nas formas diretamente do caminhão betoneira



(b) – Concreto sendo adensado com vibradores de diferentes diâmetros

Figura 3.18 – Lançamento e adensamento do concreto.

Durante a concretagem os fios de instrumentação foram suspensos verticalmente, cada um na posição do extensômetro correspondente, para que não fossem concretados junto com a laje, onde poderiam provocar má aderência de barras da armadura passiva ou regiões de baixa resistência do concreto. Este procedimento pode ser visto na Figura 3.19.



Figura 3.19 – Fios de instrumentação sendo mantidos fora da forma das lajes.

Foram moldados 27 corpos de prova durante o processo de concretagem dos modelos. Eles foram usados para ensaios de determinação da resistência à tração, resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília. As amostras foram coletadas de modo a serem relativas ao concreto empregado a cada dois modelos. Eles foram adensados também com vibradores de imersão de diâmetro 25 mm como mostra a Figura 3.20. Cada ensaio exigiu a confecção de 3 corpos de prova a cada dois modelos. Isto foi possível em virtude da proximidade dos dias de ensaio, que possibilitou que este procedimento não representasse mudanças relevantes na evolução das resistências e do módulo de elasticidade do concreto para os modelos relativos a cada ensaio realizado no Laboratório de Materiais.



(a)



(b)

Figura 3.20 – Moldagem dos corpos de prova.

A seqüência de concretagem de cada modelo foi: concretagem do pilar inferior, concretagem da laje e concretagem do pilar superior. Após a execução das duas primeiras etapas e de um acabamento preliminar nas lajes em todos os modelos as formas dos pilares superiores eram posicionadas, e em seguida os pilares eram concretados (ver Figura 3.21). Os fios da instrumentação eram, então, fixados na forma dos pilares superiores de cada modelo e, por fim, era providenciado o acabamento final das lajes.



(a) – Acabamento preliminar das lajes



(b) – Colocação das formas dos pilares



(a) – Forma dos pilares em posição



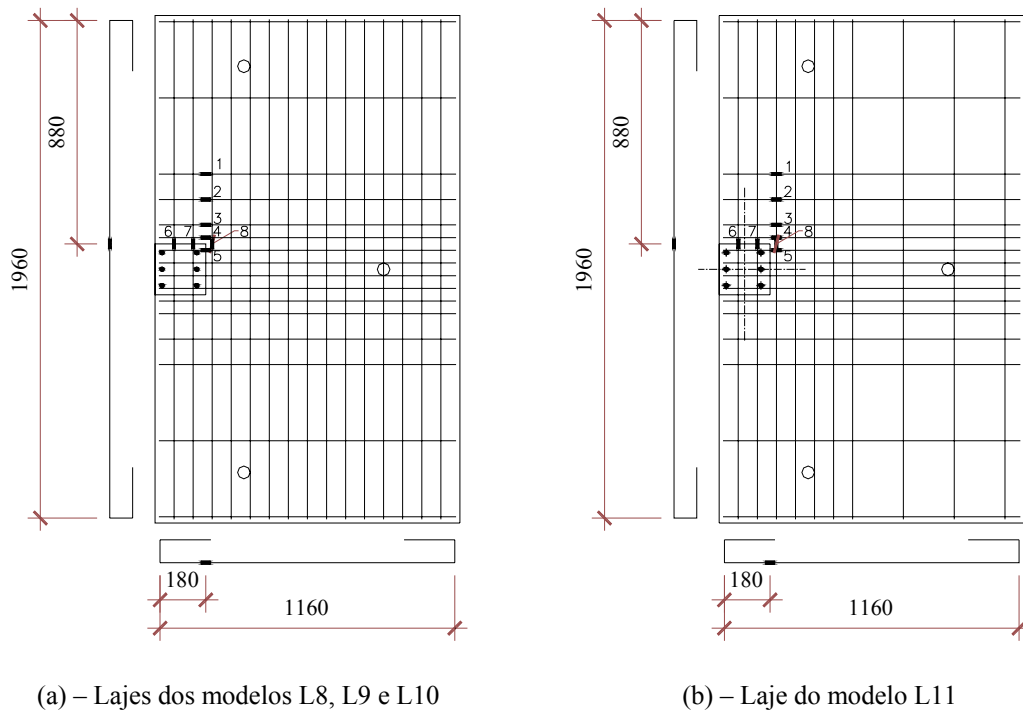
(b) – Pilares superiores concretados

Figura 3.21 – Seqüência de concretagem dos modelos.

Para a cura dos modelos foram colocados panos sobre estes e depois um plástico preto foi usado para envolvê-los. Os modelos ficaram assim por 5 dias e por mais 2 dias ficaram apenas com panos. Os corpos de prova foram cobertos apenas por panos durante o processo de cura. O procedimento usado foi o de molhar os modelos e os corpos de prova algumas vezes ao dia mantendo-os úmidos durante o processo cura.

3.2.3 – Instrumentação utilizada

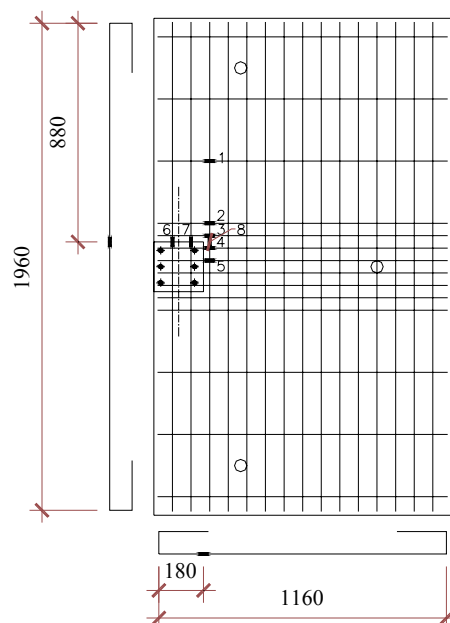
Foram instrumentadas algumas das barras da armadura passiva negativa de flexão dos modelos utilizando extensômetros elétricos de resistência de $120,2 \pm 0,2 \Omega$, do tipo KGF-5-120-C1-11 da marca KYOWA com fator de calibração de 2,11. Ao todo foram usados 80 extensômetros colados aos pares em 8 posições em cada um dos cinco modelos. A Figura 3.22 mostra as posições dos extensômetros nos modelos.



(a) – Lajes dos modelos L8, L9 e L10

(b) – Laje do modelo L11

Figura 3.22– Instrumentação nas armaduras passivas negativas dos modelos estudados.



(c) – Laje do modelo L12

Figura 3.22– Instrumentação nas armaduras passivas negativas dos modelos estudados.
– Continuação.

Para a fixação dos extensômetros nas barras foi necessário primeiramente limá-las e lixá-las com o objetivo de consumir toda a nervura na região determinada sem danificar a seção nominal. Com uma superfície lisa o suficiente providenciou-se uma limpeza com três soluções: primeiro álcool isopropílico, depois solução condicionadora e, por último, solução neutralizadora. O objetivo era retirar todos os resíduos presentes. Então os extensômetros foram colados um a um, com cola especial para extensômetro da marca KYOWA, com o cuidado de que estivessem diametralmente opostos e na mesma seção da barra. A Figura 3.23 mostra uma barra já limada e lixada e com um extensômetro colado.



Figura 3.23 – Extensômetro colado em barra da armadura passiva.

Colados, os extensômetros foram soldados a fios paralelos presos à barra por 2 braçadeiras e posteriormente protegidos por uma camada de araldite 10 min que proporcionou isolamento elétrico e evitou que os fios tocassem a barra – o que inutilizaria o extensômetro. Para a execução desta etapa foi providenciada uma bancada para dar celeridade ao processo. A bancada e um detalhe da proteção com araldite são mostrados na Figura 3.24.



(a) – Bancada para colocação da proteção isolante de araldite.



(b) – Detalhe da proteção isolante de araldite.

Figura 3.24 – Proteção isolante dos extensômetros com araldite.

Então, foram ainda envolvidos por uma camada de silicone que forneceu proteção mecânica ao conjunto. Estas proteções podem ser vistas na Figura 3.25.



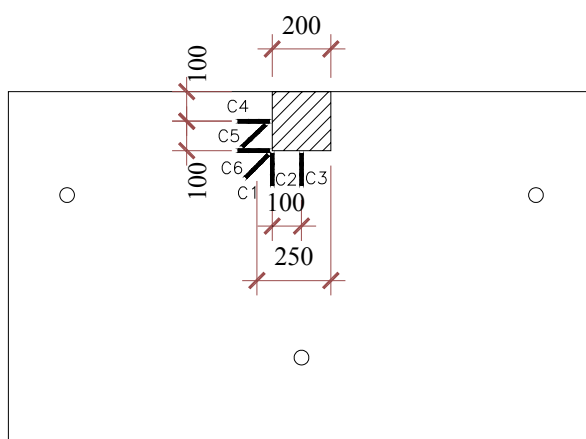
Figura 3.25 – Proteção mecânica dos extensômetros com silicone.

E finalmente protegeu-se tudo com fita isolante auto-fusão (ver Figura 3.26).



Figura 3.26 – Proteção final dos extensômetros com fita isolante.

O concreto também foi instrumentado. Sua superfície inferior próxima ao pilar foi mapeada por extensômetros elétricos de resistência de $119,8 \pm 0,2 \, \Omega$ do tipo KC-70-120-A1-11 da marca KYOWA com fator de calibração de 2,10 nos modelos L8 e L9 e por extensômetros de resistência de $120 \pm 0,3 \, \Omega$ do tipo PL-60-11 da marca TOKYO SOKKI KENKYUJO com fator de calibração de 2,09 nos modelos L19, L11 e L12 com o objetivo de medir as deformações durante o ensaio. Cada um dos modelos recebeu 6 extensômetros que foram dispostos radialmente de forma a cobrir apenas um quadrante do modelo, como mostra a Figura 3.27. Para possibilitar a colagem dos extensômetros na superfície do concreto, esta foi antes lixada e regularizada com araldite 10 min.



(a) – Vista inferior da laje do modelo com o posicionamento dos extensômetros do concreto.

Figura 3.27 – Locação dos extensômetros colados na face inferior da laje dos modelos.



(b) – Colagem dos extensômetros do concreto com a laje invertida para esta operação.

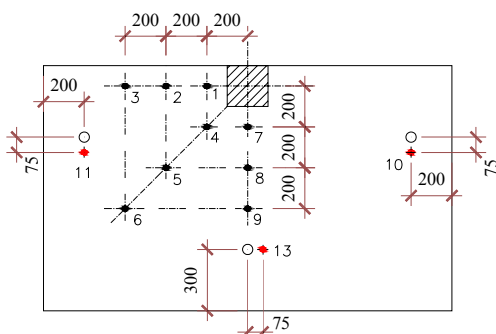


(c) – Laje posicionada para ensaio.

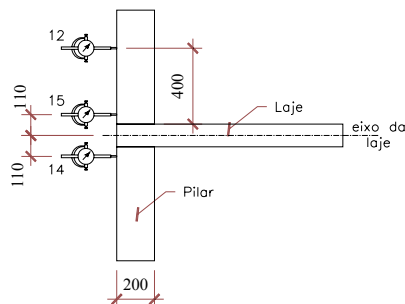
Figura 3.27 – Locação dos extensômetros colados na face inferior da laje dos modelos – Continuação.

Admitindo a hipótese de que, sendo a geometria do modelo e o carregamento simétricos ao eixo perpendicular à borda livre que passa pelo centro do pilar os efeitos serão também simétricos a este eixo, pôde-se reduzir a quantidade de extensômetros tanto para barras quanto para o concreto.

Já os deslocamentos horizontais e verticais foram medidos por defletômetros mecânicos da marca HUGGENBERGER ZÜRICH. Foram posicionados ao todo 15 defletômetros em cada modelo (ver Figura 3.28). Os defletômetros de número 1 a 9 foram colocados na face superior da laje na posição vertical mapeando apenas o mesmo quadrante que os extensômetros. Admite-se aqui também a hipótese de simetria explanada acima. Os extensômetros 10, 11 e 13 foram colocados também na laje do modelo, mas agora na face inferior sob os três pontos de aplicação de carga com o objetivo de medir os deslocamentos exatamente neles. Os extensômetros 12, 14 e 15 foram colocados no pilar dos modelos na posição horizontal com a intenção de medir os deslocamentos horizontais do modelo como um todo e também a rotação do pilar. O extensômetro número 12 foi posicionado de modo a medir a deformação elástica dos tirantes metálicos de reação no pilar.



(a) – Localização dos defletômetros das lajes



(b) – Localização dos defletômetros dos pilares



(c) – Defletômetros posicionados na face superior.



(d) – Defletômetros posicionados na face inferior.



(e) – Defletômetros posicionados no pilar.

Figura 3.28 – Localização dos defletômetros.

As monocordoalhas foram instrumentadas através de células de carga colocadas nas ancoragens passivas de cada cabo. Parte destas células de carga foram cedidas pelo Laboratório de FURNAS – Centras Elétricas S.A. e calibradas antes dos ensaios no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. A capacidade de carga de cada célula cedida é, em média, de 300 kN, o que corresponde a aproximadamente 170% da carga de ruptura de uma monocordoalha, o que as habilita plenamente para medir a carga aplicada nestas. A

outra parte das células de carga utilizadas foi confeccionada no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília com base em um projeto do Professor Yosiaki Nagato.

As leituras dos extensômetros das armaduras passivas e do concreto e das células de carga das monocordalhas foram coletadas através do sistema de aquisição de dados Spider 8 em conjunto com o software Catman 4.5. Para a leitura dos 28 canais nos modelos L8, L9 e L10 e dos 31 canais no modelos L11 e L12 foram usados cinco módulos Spider 8 e um microcomputador para o gerenciamento das leituras e armazenamento dos dados das etapas de protensão e ensaio de cada modelo (ver Figura 3.29).



Figura 3.29 – Sistema de aquisição de dados durante ensaio.

O acompanhamento da aplicação dos passos de carga foi feito com de indicadores digitais da marca KRATOS de capacidade de 500 kN (ver Figura 3.30), conectados diretamente às células de carga. Foi instalada uma célula de carga em cada macaco hidráulico de aplicação de carga. Nos macacos vazados elas foram colocadas entre estes e as placas metálicas onde se apoiavam as arruelas de fixação dos tirantes metálicos e no macaco de pistão maciço entre este e uma viga de reação do pórtico como mostra a Figura 3.31.



Figura 3.30 – Indicadores para acompanhamento dos passos de carga durante ensaio.

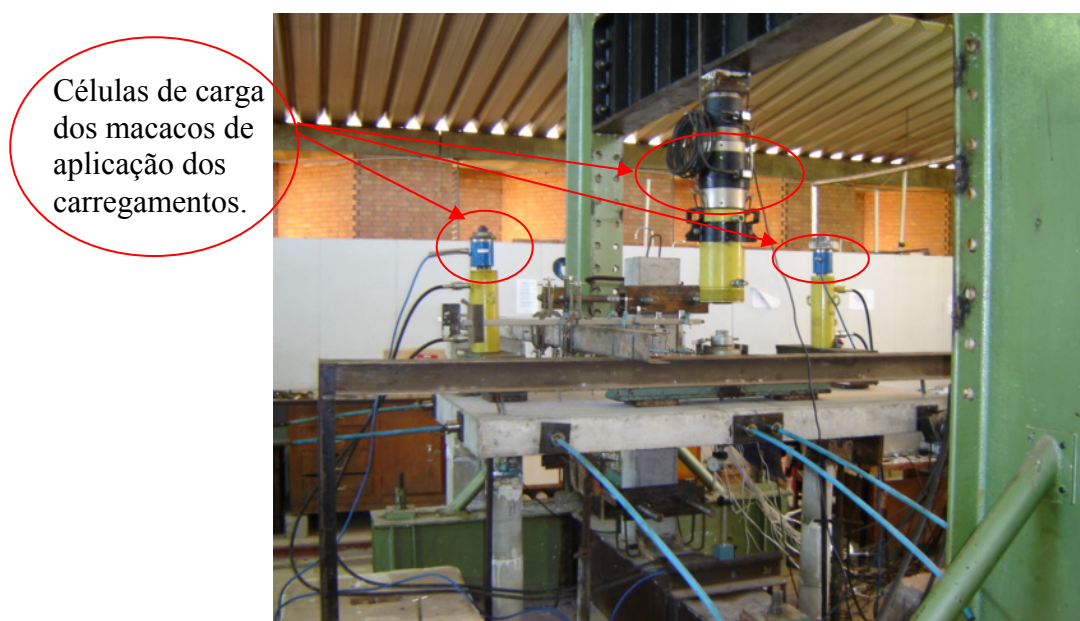


Figura 3.31 – Localização das células de carga para medição dos carregamentos.

3.2.4 – Procedimentos dos ensaios

Os modelos foram ensaiados em um pórtico metálico montado sobre a laje de reação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. A Figura 3.32 mostra esquematicamente como os modelos foram ensaiados no pórtico.

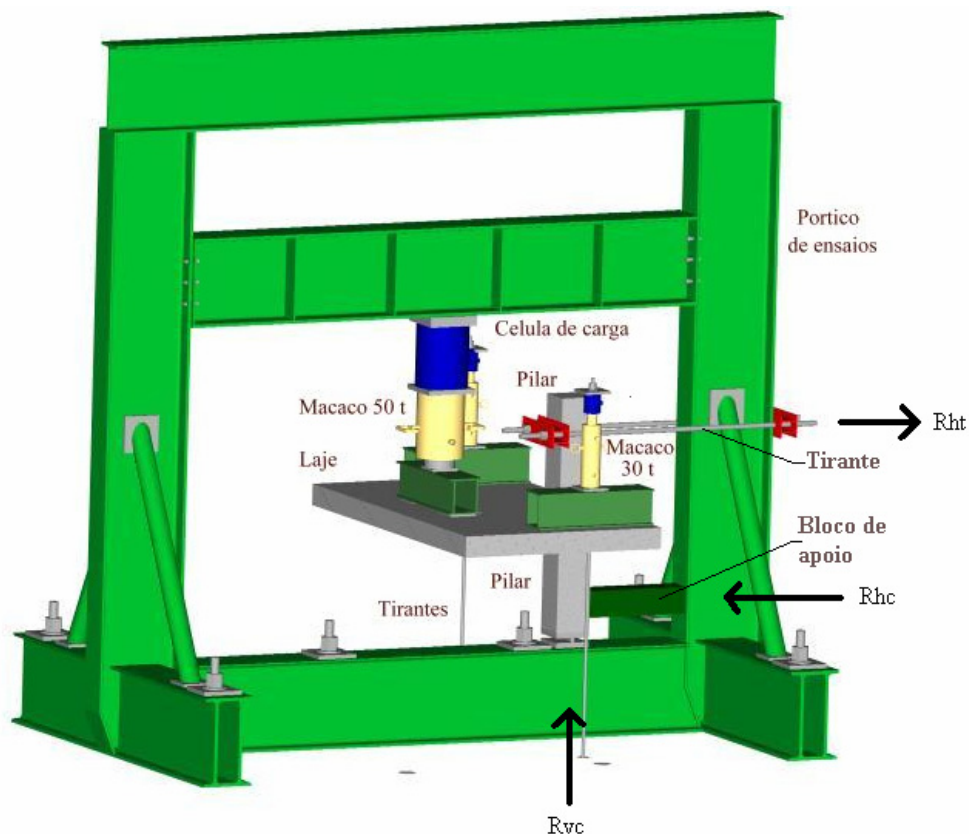


Figura 3.32 – Posicionamento dos modelos no pórtico de ensaio.

O posicionamento dos modelos no pórtico foi feito por um pórtico rolante de capacidade de 50 kN pertencente ao Laboratório de Estruturas como mostra a Figura 3.33. Eles foram colocados, um por vez, em posição vertical sobre a viga de transição do pórtico de modo a coincidir o eixo longitudinal de simetria deste com o eixo de simetria do modelo.

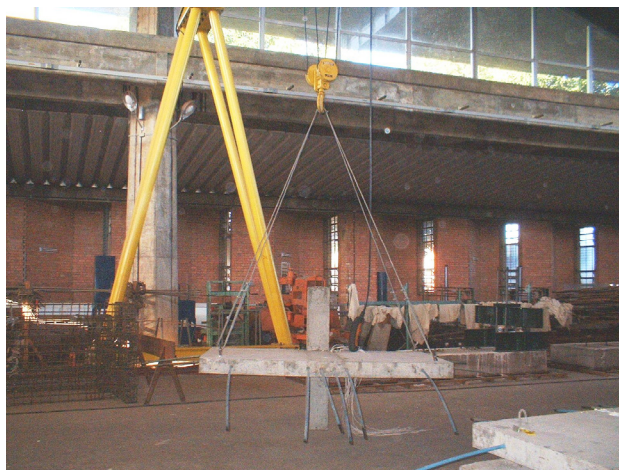


Figura 3.33 – Transporte de um modelo para o pórtico de ensaio.

Foram, então, colocados entre a parte inferior e superior do pilar e a coluna do pórtico mais próxima, a 400 mm acima e abaixo do eixo da laje, dois perfis metálicos de grande rigidez de 400 mm de comprimento. Tirantes metálicos ligando a parte inferior e superior do pilar e a coluna do pórtico mais próxima foram colocados também a 400 mm do eixo da laje. Ambos, perfis e tirantes metálicos, ofereceram reação horizontal para os pilares e formaram o binário que gerou o momento aplicado na laje dos modelos ensaiados. Eles são mostrados na Figura 3.34.



Figura 3.34 – Perfis e tirantes metálicos de reação horizontal no pilar.

Os pontos de aplicação de cargas são mostrados em planta e em 2 vistas verticais na Figura 3.35. É possível ver nessas imagens que cada ponto de aplicação de carga P1 e P2 é dividido em 2, ou seja, a laje dos modelos recebe, na verdade, 6 pontos de aplicação de carga.

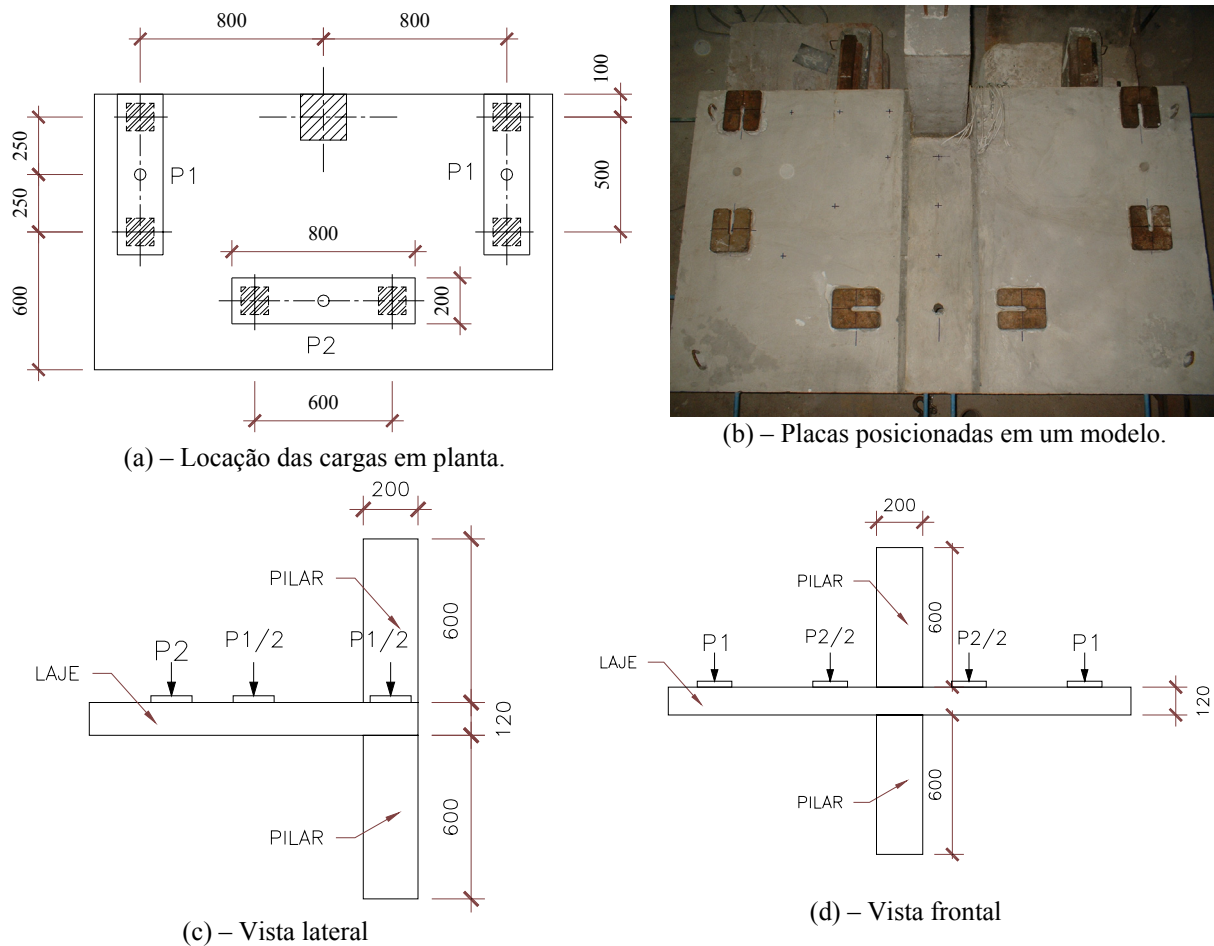


Figura 3.35 – Locação dos pontos de carga nos modelos locais de ensaios

As cargas P1 foram geradas por dois macacos hidráulicos de pistão vazado acionados por uma única bomba elétrica e a carga P2 foi gerada por um macaco hidráulico de pistão maciço acionado por uma bomba hidráulica manual. Os macacos e as bombas são vistos nas Figura 3.37 e Figura 3.37. A capacidade de carga dos macacos acionados eletricamente era de 300 kN, enquanto que a capacidade do macaco acionado por bomba manual era de 500 kN.



(a) – Macacos de aplicação da carga P1.



(b) – Macaco de aplicação da carga P2.

Figura 3.36 – Macacos de aplicação de cargas.



(c) – Bomba de aplicação das cargas P1.



(d) – Bomba de aplicação da carga P2.

Figura 3.37 – Bombas de aplicação de cargas.

A derivação de cada ponto de aplicação de carga em dois foi feito através de vigas de distribuição em perfil metálico colocadas entre cada um dos três macacos e a laje do modelo. As vigas de distribuição foram colocadas sobre chapas metálicas assentadas com gesso nos pontos mostrados na Figura 3.35. A Figura 3.38 mostra em detalhe uma dessas vigas.



Figura 3.38 – Viga de distribuição da carga P1.

Os macacos vazados tinham seu curso de pistão no sentido ascendente e foram fixados à laje de reação através de tirantes metálicos que atravessavam a laje do modelo. Já o macaco que aplicou a carga P2 tinha seu curso de pistão no sentido descendente e foi fixado à viga de reação do pórtico também através de tirantes metálicos. Este posicionamento pode ser visto na Figura 3.39.



(a) – Macaco de aplicação da carga P1.



(b) – Macaco de aplicação da carga P2.

Figura 3.39 – Sentido do curso dos pistões dos macacos de aplicação de carga.

A Figura 3.39 mostra que entre o macaco de pistão maciço e a viga de distribuição foi providenciada uma rótula metálica de aço de alta resistência. Esta rótula, Figura 3.40, evitou, após a deformação das lajes dos modelos durante o ensaio, que a carga aplicada deixasse de ser normal à superfície desta e que, eventualmente, o pistão do macaco deslizesse lateralmente na direção transversal da viga de distribuição, perdendo contato com esta que, por sua vez, estava fixada à laje.



Figura 3.40 – Rótula para aplicação da carga P2.

O procedimento de ensaio era iniciado pela etapa de protensão das monocordoalhas. Os equipamentos empregados são mostrados na Figura 3.41 e foram: um macaco hidráulico de pistão vazado com capacidade de 300 kN, um barrilete metálico, uma haste de cravação, chapas metálicas de espessuras entre 2 mm a 5 mm e um dispositivo para fixação e apoio do cabo no macaco.



Figura 3.41 – Equipamentos empregados na etapa de protensão.

O esquema de protensão é apresentado na Figura 3.42. Primeiramente posicionou-se, as placas, a célula de carga, o cone e as cunhas de ancoragem da ponta passiva e também as placas, o cone e a cunha de ancoragem da ponta ativa da monocordoalha (ver Figura 3.43).

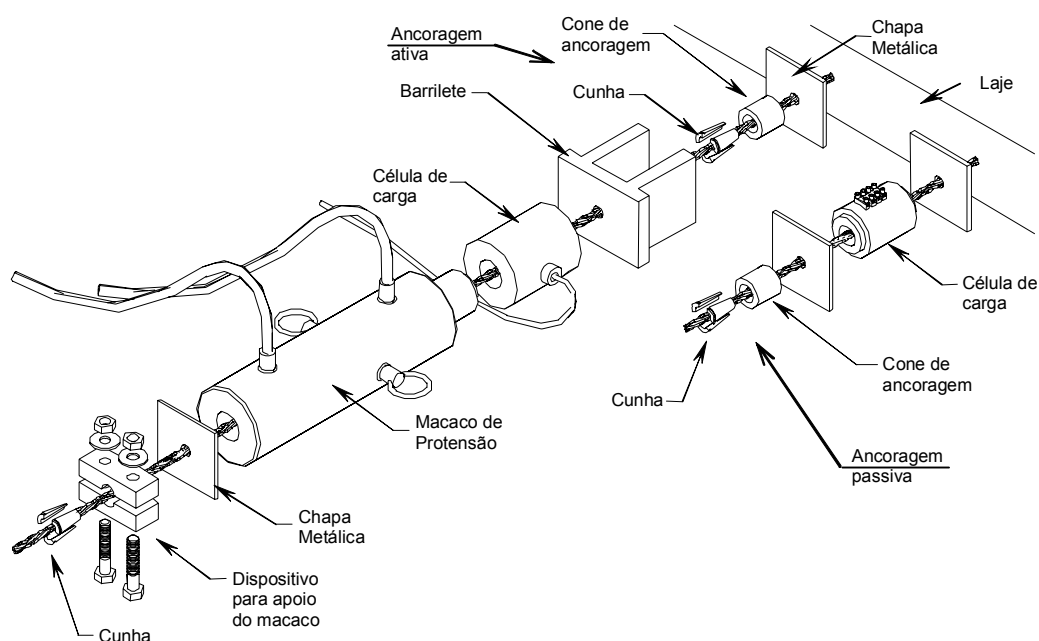


Figura 3.42 – Esquema de protensão – Villaverde (2003)



(a) – Detalhe da ancoragem passiva.



(b) – Detalhe da ancoragem ativa.

Figura 3.43 – Detalhamento das ancoragens ativa e passiva.

Foi posicionado, então, na ponta ativa, o barrilete metálico apoiado na placa metálica de ancoragem sobre a borda da laje e, na sequência, instalada a célula de carga, o macaco de protensão e o dispositivo de fixação – composto por duas peças metálicas de forma troco-cônica dotada de parafusos de aperto como mostrado na Figura 3.44.



(a) – Barrilete e célula de carga durante processo de protensão.



(c) – Sistema de protensão em ação.

Figura 3.44 – Sistema de protensão.

Através do macaco era, então, aplicada no cabo uma força de 150 kN, que atende às prescrições da NBR 6118:203 e é a máxima força a que um cabo de diâmetro $\varnothing 12,7$ mm deve ser submetida durante a protensão segundo a NBR 7483 para que não haja plastificação da seção. Ao se alcançar esta força as cunhas da ancoragem passiva já se encontravam completamente cravadas. As cunhas da ancoragem ativa eram, então, posicionadas no cone de ancoragem e em seguida a força repentinamente aliviada, o que

provocava o cravamento delas na monocordoalha. Ao verificar a carga de protensão na célula de carga na ancoragem passiva constatava-se que se encontrava em cerca de 70% da máxima força aplicada na protensão, ou seja, em torno de 100 kN. Para se evitar perdas iniciais altas por cravação (aproximadamente 30%) e alcançar a carga de protensão de projeto era iniciada uma nova etapa de protensão chamada de re-protensão. Nesta etapa a monocordoalha era novamente submetida à força de 150 kN e entre as cunhas de cravação e a placa de ancoragem eram colocadas quantas placas de espessuras diversas fossem necessárias até que se preenchesse todo o espaço entre elas. A força era do mesmo modo repentinamente aliviada e na leitura da célula de carga da ancoragem passiva verificava-se que a força de protensão se mantinha em torno de 130 kN, que é a força desejada. Com isto conseguiu-se reduzir as perdas iniciais para algo em torno de 13% e atender às prescrições da NBR 7483 para o valor da força na ancoragem. As etapas de protensão e re-protensão consumiam em média uma hora para cada modelo.

No mesmo dia, tão logo se encerrassem estas duas últimas etapas, era iniciado o ensaio do modelo para se reduzir o risco de acidentes com lajes protendidas armazenadas. O monitoramento da carga aplicada pelos macacos foi realizado com indicadores digitais conectados diretamente às células de carga como dito e mostrado anteriormente. Os macacos de pistão vazado, acionados por uma bomba elétrica, foram ligados a um sistema de válvulas de bloqueio de ajuste fino (ver Figura 3.45) para controlar a carga aplicada em cada um, garantindo durante o ensaio que em um determinado momento fosse a mesma em ambos.



Figura 3.45 – Sistema de válvulas de ajuste fino.

Como uma das variáveis de ensaio era a relação momento de extremidade sobre força cortante atuante na ligação as cargas P1 e P2 aplicadas nas lajes dos modelos tiveram uma ordem a ser seguida que está presente na Tabela 3.4. Os modelos L8 e L9 tiveram a relação P1/P2 variada entre eles, já os modelos L10, L11 e L12 foram carregados com uma mesma relação P1/P2.

Tabela 3.4 – Relação P1/P2 utilizada.

Modelo	Relação P1/P2
L8	2,0
L9	1,0
L10, L11 e L12	0,5

Os modelos, L8, L9 e L10 foram confeccionados com armadura passiva idêntica à dos modelos ensaiados por Melo (2005), mas com apenas metade da armadura de protensão. As relações P1/P2 definidas para as cargas aplicadas neles foram respectivamente as mesmas empregadas nas lajes L3, L4 e L5 do programa experimental de Melo (2005). A intenção foi confirmar os resultados experimentais destes modelos com um nível de protensão menor nos casos onde a relação P1/P2 é mais realista e encontrada em estruturas comuns. O modelo L11 que teve, como descrito anteriormente no item 3.2, reforçada sua armadura passiva negativa de flexão paralela à borda livre recebeu carregamento com relação P1/P2 idêntica à destinada à laje L2 do programa experimental de Melo (2005) que é a que provoca, na laje, os maiores momentos paralelos à borda livre do referido programa. O modelo L12 que teve, como descrito anteriormente no item 3.2, reforçada sua armadura passiva negativa de flexão perpendicular à borda livre, recebeu a mesma relação de carregamento aplicada à laje L5 do programa experimental de Melo (2005) – que provoca maiores momentos de extremidade que momentos paralelos à borda livre.

Vale ressaltar que estas relações P1/P2 empregadas nos modelos, são derivadas de uma possível variação das dimensões dos vãos nas duas direções e se enquadra na definição de carregamentos presentes em estruturas comuns.

Nos ensaios, os passos de carga variaram durante a aplicação das cargas. Inicialmente, para pequenas cargas, eram aplicados passos de 10 kN e posteriormente este incremento caía para 5 kN nos modelos que possuíam relação P1/P2 igual a 2 e 1 e para 2,5 kN para os modelos que possuíam relação P1/P2 igual a 0,5 a fim de que se obtivesse ao final do ensaio uma maior quantidade de dados que descrevessem mais detalhadamente o comportamento dos modelos sob os carregamentos aplicados.

A cada passo de carga eram lidos os defletômetros instalados e coletadas, através do sistema de aquisição de dados composto pelos cinco módulos Spider 8 e pelo software Catman 4.5, as leituras de todos os extensômetros das armaduras e da superfície do concreto e das células de cargas instaladas nas monocordoalhas instantaneamente com apenas um comando de teclado.

Assim que o ensaio acabava era iniciada outra etapa: a de desprotensão, que era semelhante às etapas de protensão e re-protensão. Com os mesmos equipamentos de protensão posicionados nos cabos aplicava-se novamente força de 150 kN nas monocordoalhas até que fosse possível retirar as placas de espessuras variáveis colocadas para evitar perdas de cravação. Retirando-se a força de protensão do macaco a carga na monocordoalha caía para cerca de 90 kN. Por fim, aplicava-se outra vez força de 150 kN para poder realizar a retirada das cunhas de cravação e deixar livre a monocordoalha.

4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nos itens subseqüentes deste capítulo serão apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios dos modelos locais no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. São apresentados dados de ensaios de caracterização dos materiais, da força de protensão das monocordoalhas, evolução da força de protensão durante o ensaio, deslocamentos e deformações das armaduras passivas e do concreto.

4.1 – CONCRETO

A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios dos corpos de prova destinados a caracterizar o material concreto quanto à suas resistências à compressão e à tração (através do rompimento por compressão diametral), e também determinar seu módulo de elasticidade.

Tabela 4.1 – Resultados experimentais caracterizadores do concreto.

MODELO	Idade (dias)	Peso Esp. (kg/m²)	f _{cj} (MPa)	f _{cm} (MPa)	f _{ctj} (MPa)	f _{ctm} (MPa)	E _{sec, 0,4fc} (GPa)	E _{sec, 04fc} médio (GPa)
L8 e L9	39	2330	50,1	49,8	3,9	3,95	24,2	28,5
			49,5					
			48,7					
			47,8		3,9		28,1	
			50,9				29,0	
			51,7		—			
L10, L11 e L12	53	2332	55,2	53,3	2,6	2,8	26,9	27,5
			47,9					
			52,2		2,6		29,1	
			53,8					
			55,2		2,9		26,3	
			55,7					

Os ensaios foram realizados de acordo com as normas brasileiras vigentes destinadas a cada caso. A determinação da resistência média à compressão seguiu as determinações de ensaio da NBR 5739:1994, a determinação da resistência média à tração por compressão diametral seguiu o postulado pela NBR 7222:1994 e o módulo de elasticidade secante foi calculado de acordo com a NBR 8522:2003.

4.2 – ARMADURA ATIVA

As monocordoalhas não foram ensaiadas na Universidade de Brasília para este trabalho, contudo, com base em catálogos de uma fabricante de monocordoalhas, a CIA Siderúrgica Belgo-Mineira, apresenta-se a Tabela 4.2 com os dados mais relevantes a respeito deste material.

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas das monocordoalhas.

Diâmetro nominal	12,70 mm
Área da seção transversal	101,04 mm ²
Módulo de Elasticidade	203 kN/mm ²
Limite de Resistência à Tração	187,3 kN
Força máxima de Protensão	150,0 kN
Força na ancoragem	131,0 kN

4.3 – PROTENSÃO DOS MODELOS E PERDAS INICIAIS

Como o explanado no Capítulo 3, a primeira etapa de ensaio consistia na protensão das lajes dos modelos, que consumia cerca de uma hora. Esta etapa está subdividida em protensão e re-protensão.

Os dados apresentados a seguir foram coletados através do sistema de aquisição empregado nos ensaios, que era composto por módulos Spider 8 e um microcomputador gerenciador dos dados através do software CATMAN 4.5. Cada célula de carga utilizada para mensurar a força de protensão aplicada em cada cabo em foi calibrada anteriormente no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília. Nesta calibração era encontrada para cada célula de carga uma relação mv/v para kN que alimentou o software CATMAN 4.5 a fim de que este fornecesse, já durante o ensaio, os valores da força aplicada em cada cabo em kN.

Da Tabela 4.3 à Tabela 4.7 os valores das forças de protensão aplicadas em todos os cabos durante a etapa de protensão para cada modelo ensaiado e da Figura 4.1 até a Figura 4.5 são apresentados os gráficos referentes à esta etapa.

Tabela 4.3 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L8.

Cabos	Sub-Etapa de Protensão		Sub-Etapa de Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
1	156,3	95,7	152,8	129,9	128,9
2	150,1	90,3	151,5	128,7	126,9
3	149,6	98,1	148,7	131,5	129,4
4	148,9	99,4	150,3	131,1	130,9
5	147,3	107,4	148,6	128,9	127,6
6	152,0	111,8	153,3	135,9	133,4

P_{pi} : força de protensão aplicada;

P_{p0} : força de protensão após as perdas iniciais;

P_{ri} : força de re-protensão aplicada;

P_F : força de protensão final após as perdas da sub-etapa de re-protensão;

P_0 : força de protensão no cabo no início do ensaio.

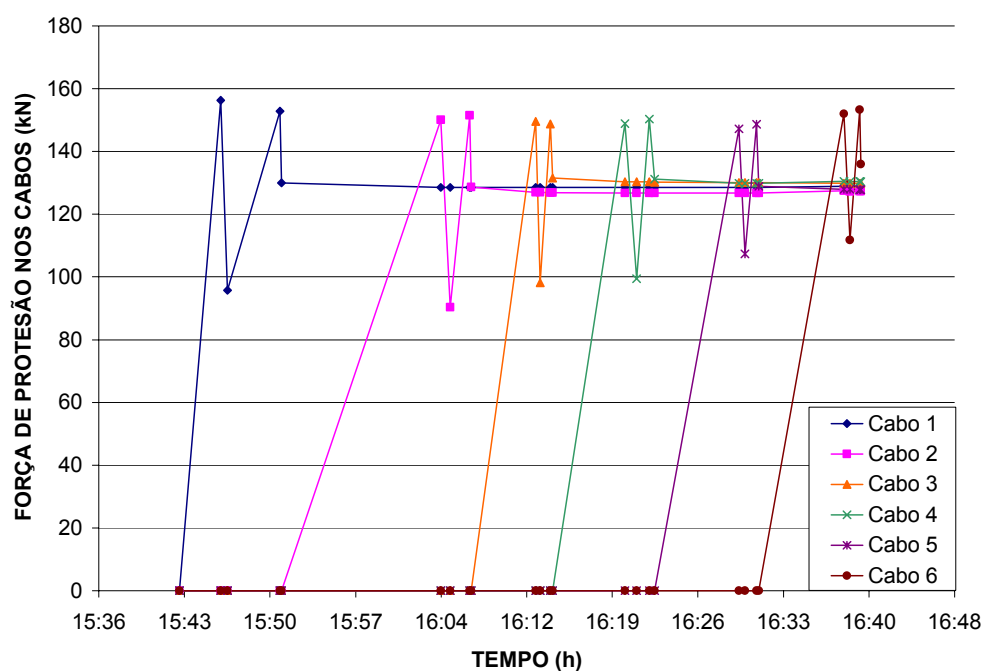


Figura 4.1 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L8.

Tabela 4.4 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L9.

Cabos	Sub-Etapa de Protensão		Sub-Etapa de Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
1	152,0	89,2	150,2	121,3	119,2
2	150,0	87,4	153,9	122,3	119,8
3	147,8	87,9	149,5	121,0	120,2
4	150,6	80,5	155,5	117,0	117,6
5	152,7	113,2	152,6	135,8	132,6
6	142,1	99,8	144,1	120,6	117,5

P_{pi} : força de protensão aplicada;

P_{p0} : força de protensão após as perdas iniciais;

P_{ri} : força de re-protensão aplicada;

P_F : força de protensão final após as perdas da sub-etapa de re-protensão;

P_0 : força de protensão no cabo no início do ensaio.

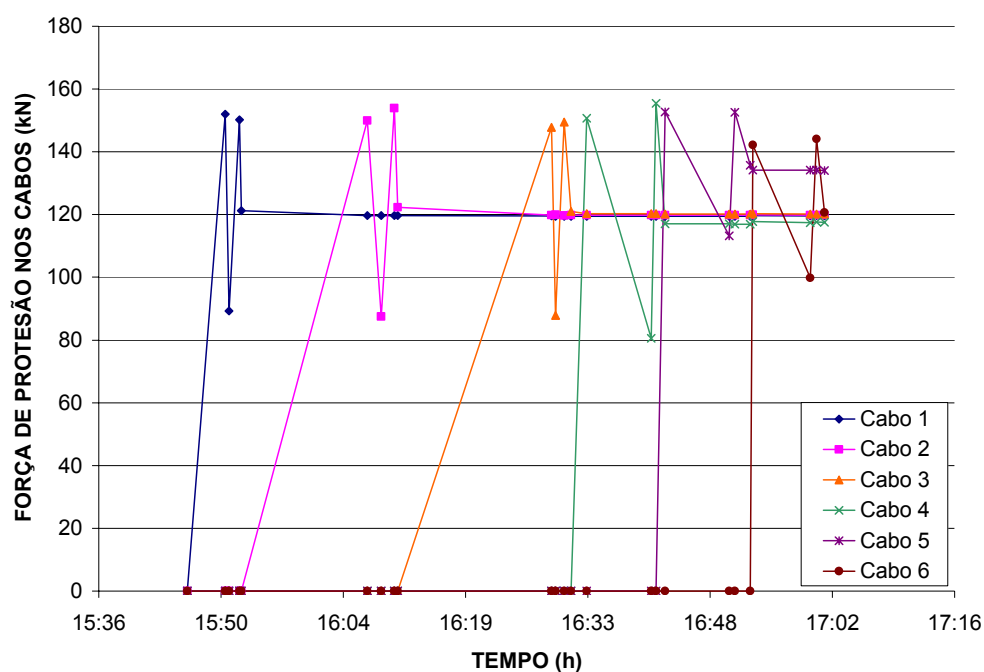


Figura 4.2 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L9.

Tabela 4.5 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L10.

Cabos	Sub-Etapa de Protensão		Sub-Etapa de Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
1	144,6	82,3	144,0	111,9	127,0
2	158,8	94,2	154,7	128,6	134,5
3	144,6	92,1	146,8	124,9	123,0
4	142,2	87,9	141,7	119,1	148,9
5	149,0	105,5	142,4	127,6	126,5
6	152,0	114,2	147,8	136,2	153,3

P_{pi} : força de protensão aplicada;

P_{p0} : força de protensão após as perdas iniciais;

P_{ri} : força de re-protensão aplicada;

P_F : força de protensão final após as perdas da sub-etapa de re-protensão;

P_0 : força de protensão no cabo no início do ensaio.

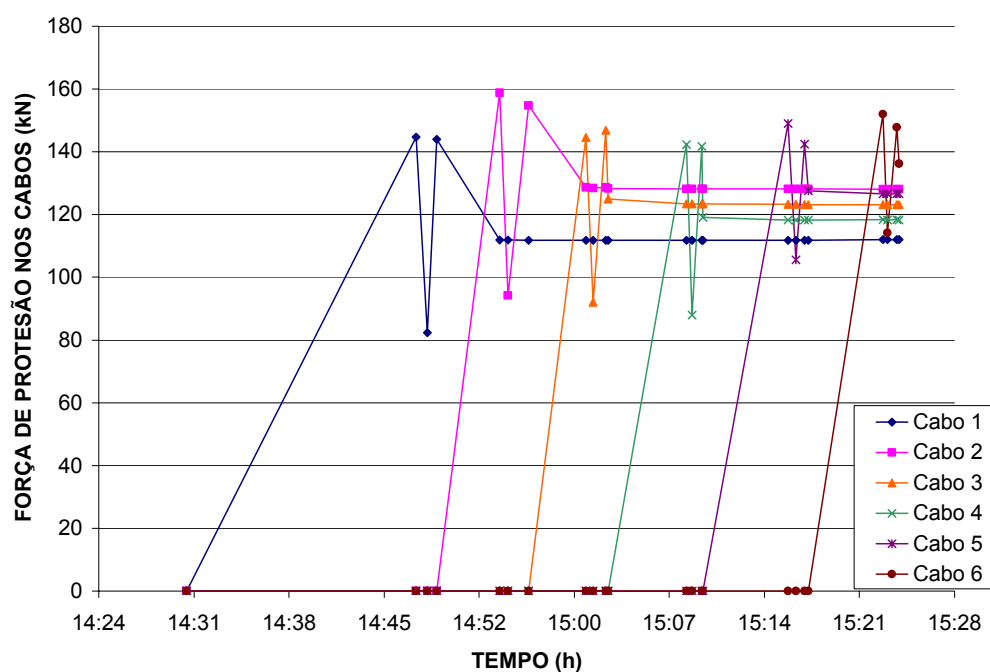


Figura 4.3 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L10.

Tabela 4.6 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L11.

Cabos	Sub-Etapa de Protensão		Sub-Etapa de Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
1	146,4	87,5	146,0	121,6	120,7
2	148,3	85,2	143,9	124,1	121,5
3	148,4	89,6	148,0	125,5	123,6
4	146,9	85,2	146,6	120,6	117,9
5	146,2	86,3	144,3	121,4	121,0
6	143,5	87,9	143,8	121,0	120,1
7	135,6	102,6	132,9	123,0	122,0
8	143,1	105,1	138,3	132,0	128,0
9	143,3	105,7	145,4	129,5	127,8

P_{pi} : força de protensão aplicada;

P_{p0} : força de protensão após as perdas iniciais;

P_{ri} : força de re-protensão aplicada;

P_F : força de protensão final após as perdas da sub-etapa de re-protensão;

P_0 : força de protensão no cabo no início do ensaio.

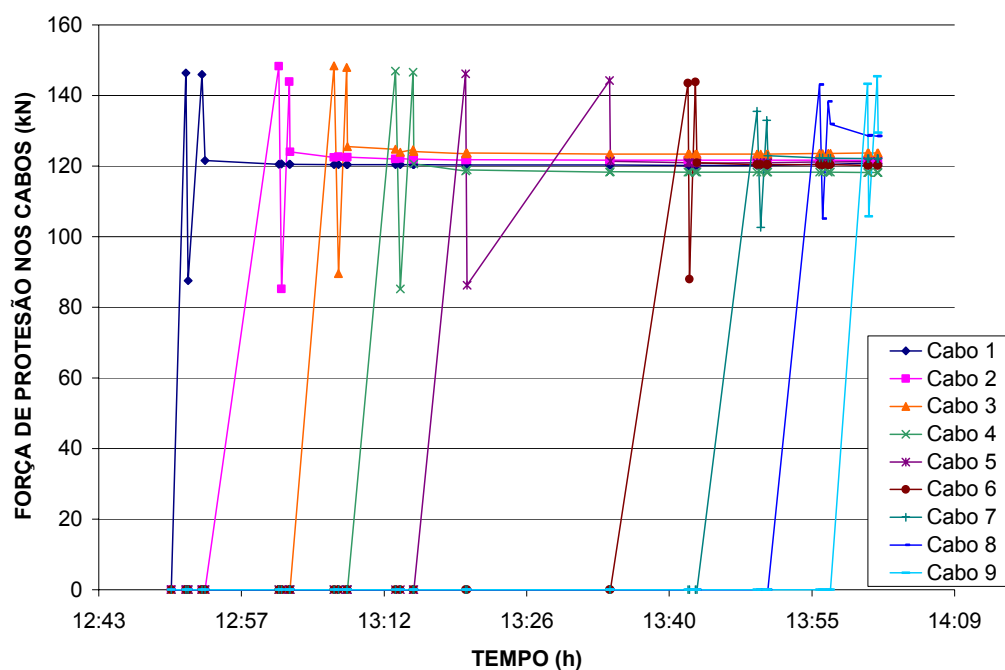


Figura 4.4 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L11.

Tabela 4.7 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – modelo L12.

Cabos	Sub-Etapa de Protensão		Sub-Etapa de Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
1	147,4	91,0	146,7	123,2	122,1
2	156,8	95,8	153,0	130,1	127,8
3	150,6	107,2	151,0	133,6	132,7
4	145,8	91,3	145,8	125,4	120,7
5	149,7	90,5	146,1	128,6	127,0
6	146,0	83,6	142,3	119,0	117,4
7	141,5	103,7	138,8	124,2	123,1
8	146,7	107,0	141,6	129,9	127,3
9	143,2	108,4	140,3	130,7	128,6

P_{pi} : força de protensão aplicada;

P_{p0} : força de protensão após as perdas iniciais;

P_{ri} : força de re-protensão aplicada;

P_F : força de protensão final após as perdas da sub-etapa de re-protensão;

P_0 : força de protensão no cabo no início do ensaio.

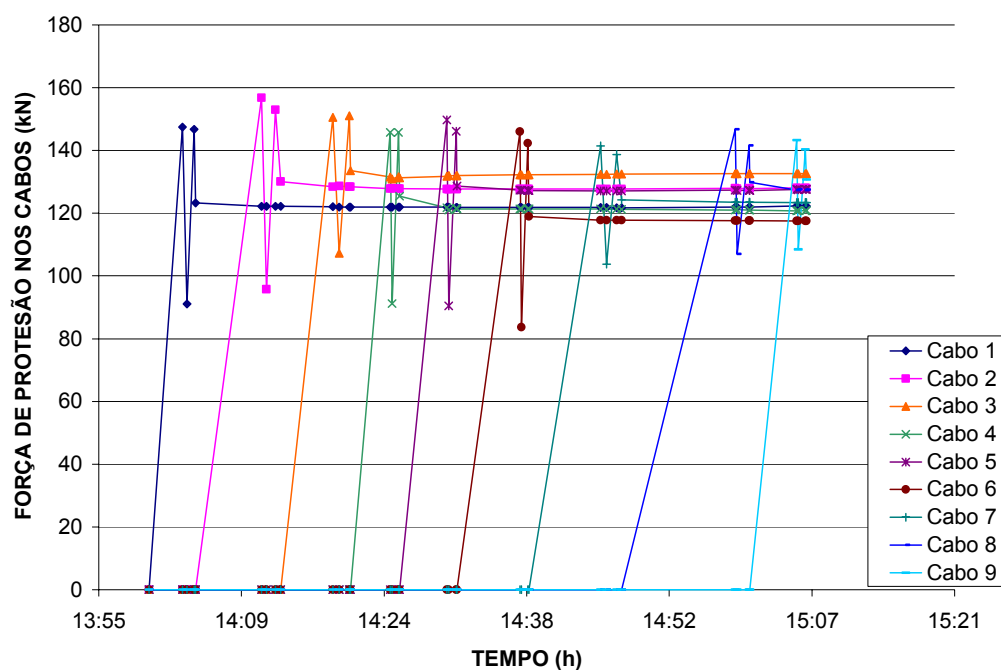


Figura 4.5 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – modelo L12.

É apresentado agora pela Tabela 4.8 um resumo das perdas iniciais em cada direção (paralela e perpendicular à borda livre da laje) de cada modelo local de ensaio.

Tabela 4.8 – Resumo das perdas iniciais nas duas direções para todos os modelos.

Modelo	$P_{i\perp}$ (kN)	$P_{F\perp}$ (kN)	$\Delta P_{\perp}$ (%)	$P_{i\parallel}$ (kN)	$P_{F\parallel}$ (kN)	$\Delta P_{\parallel}$ (%)
L8	151,2	130,3	13,8	143,2	126,7	11,5
L9	150,1	120,4	13,4	147,4	128,2	13,0
L10	147,5	121,1	17,9	150,5	131,9	12,3
L11	146,6	122,4	16,5	140,7	128,2	8,9
L12	149,4	126,6	15,2	143,8	128,3	10,8

$P_{i\parallel}$ e $P_{i\perp}$: protensão média aplicada nos cabos nas direções paralela e perpendicular à borda livre;

$P_{F\parallel}$ e $P_{F\perp}$: protensão média dos cabos ao final da etapa de protensão da laje dos modelos;

$\Delta P_{\parallel}$ e $\Delta P_{\perp}$: perdas médias nos cabos nas direções paralela e perpendicular à borda livre.

Observa-se que os cabos perpendiculares à borda livre da laje dos modelos tiveram perdas iniciais maiores que os cabos paralelos. Observa-se também que os cabos perpendiculares das lajes dos modelos L11 e L12, que possuíam dois cabos a mais, tiveram perdas menores que a dos modelos L8, L9 e L10. Verifica-se que, para todos os modelos as perdas dos cabos paralelos à borda livre foi menor que os cabos perpendiculares, como o já dito, e que esta perda se manteve no mesmo patamar para todos os modelos.

Percebe-se que a perda de carga de protensão é menor no menor vão e maior no maior vão. Isto leva a crer que em uma laje real de um pavimento típico de um edifício que, teria aproximadamente de 25 m a 30 m, esta perda seria mínima.

4.4 – VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DURANTE O ENSAIO

São apresentados, da Figura 4.6 à Figura 4.9 gráficos com a variação da força de protensão no decorrer do ensaio em cada um dos cabos de cada um dos modelos estudados.

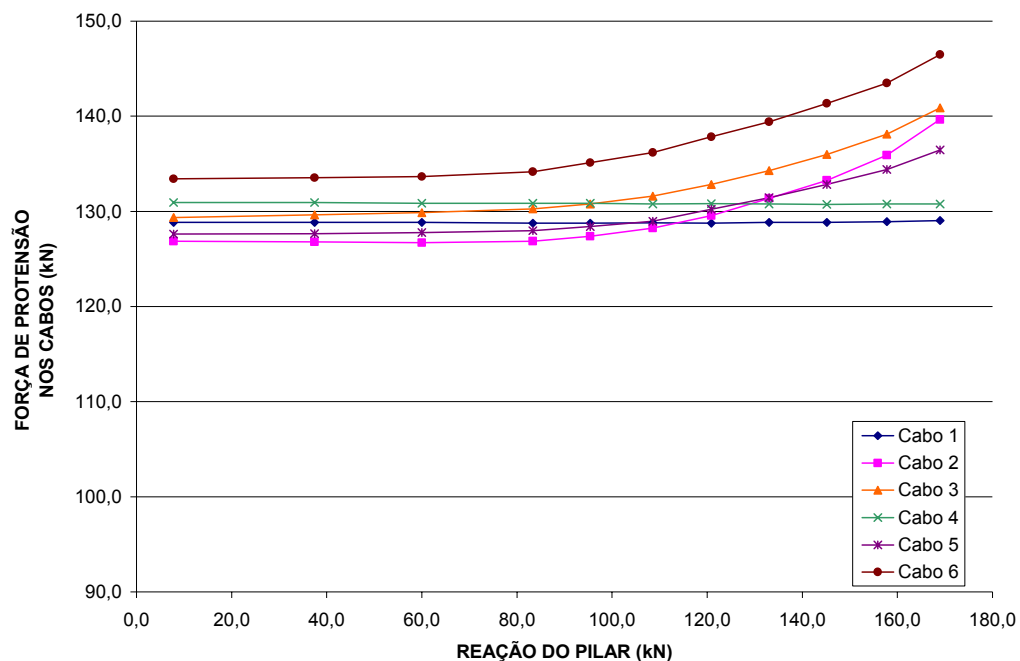


Figura 4.6 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L8.

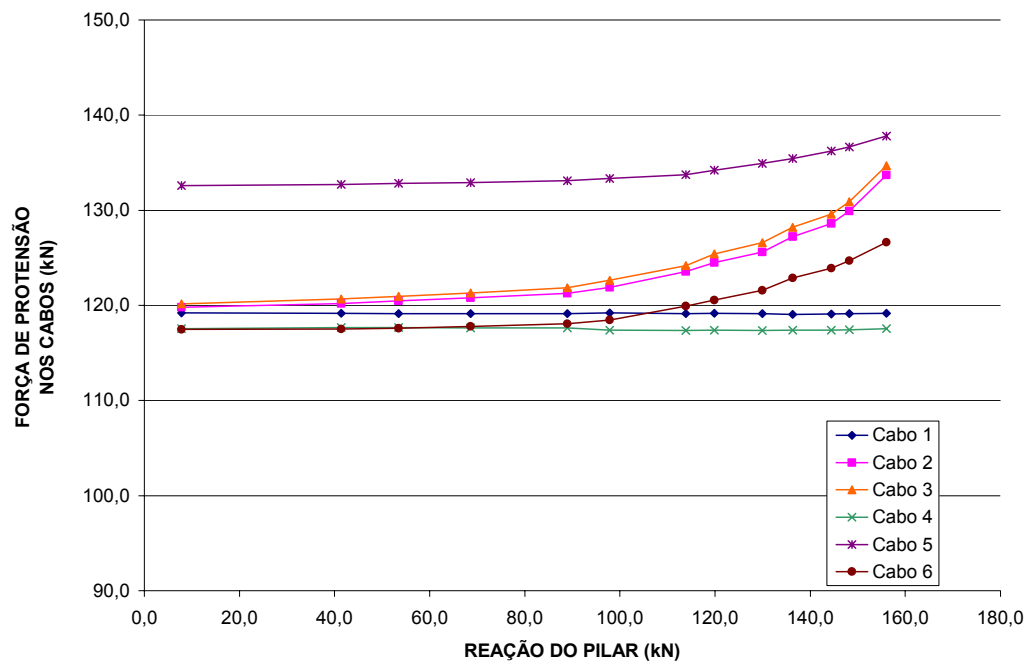


Figura 4.7 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L9.

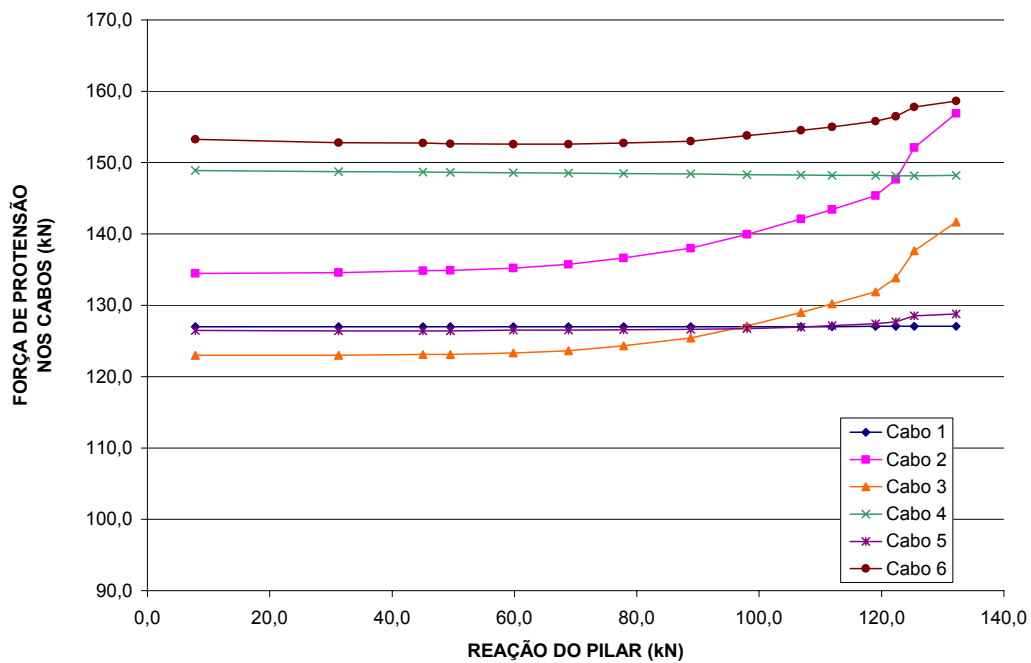


Figura 4.8 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L10.

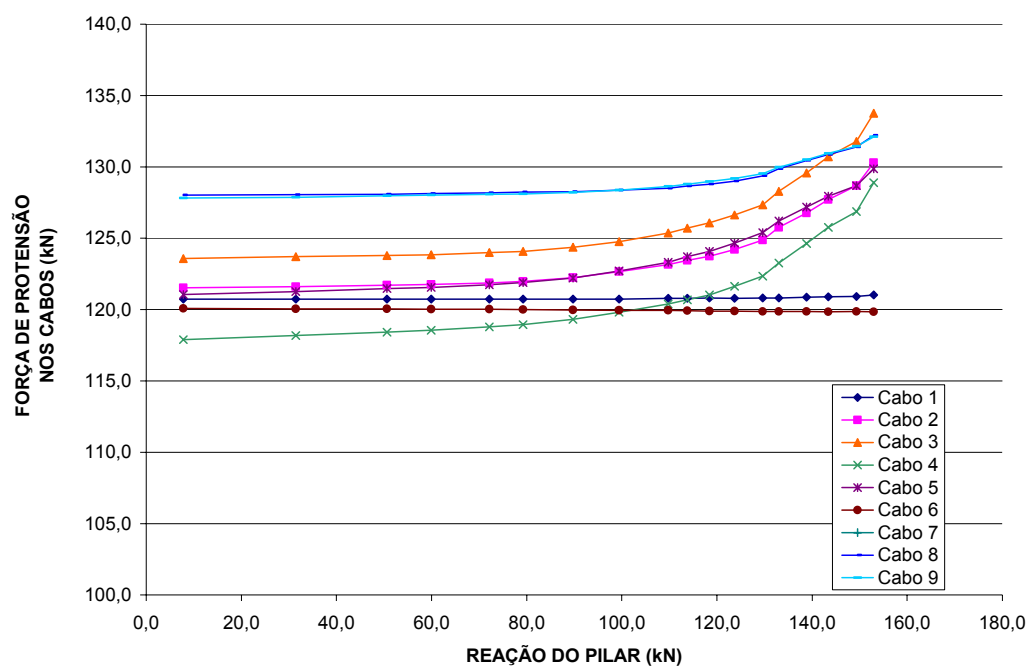


Figura 4.9 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L11.

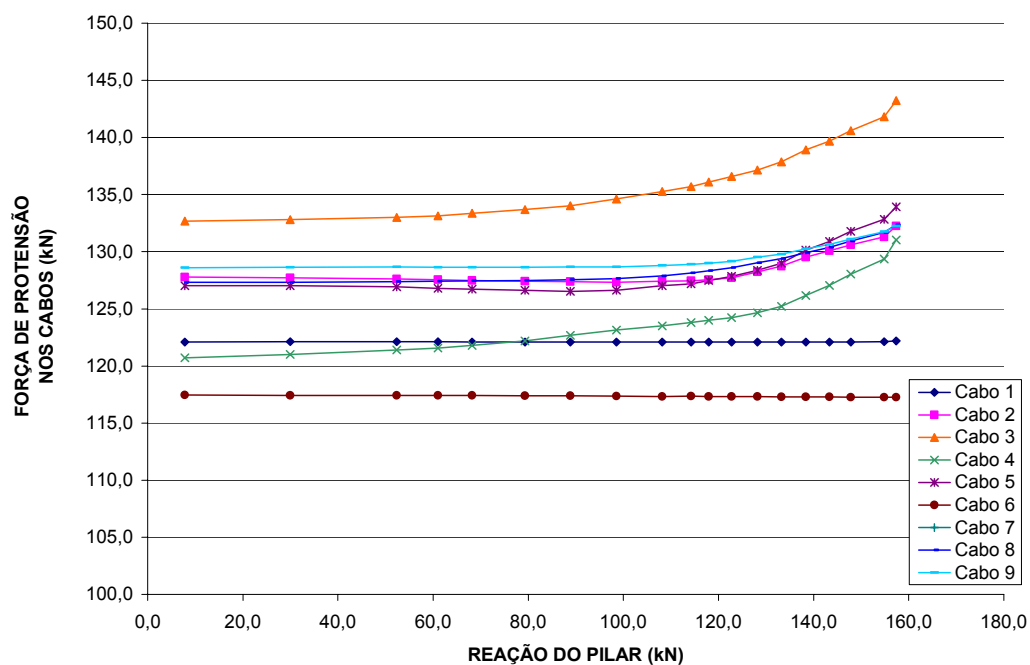


Figura 4.10 – Variação da força de protensão durante o ensaio – modelo L12.

Observa-se pelos gráficos que os cabos que mais tiveram variadas suas forças de protensão foram os cabos perpendiculares que passam pelo pilar nos modelos L8, L9 e L10 e os que passam pelo pilar e próximos ao pilar (cabos 2 e 5) nos modelos L11 e L12, seguidos pelos cabos paralelos que passam pelo pilar. Os cabos de perfil reto apresentaram muito pequena variação na força de protensão no decorrer do ensaio.

A seguir são apresentados nas Tabela 4.9 e Tabela 4.10 os valores médios das variações da força de protensão nos cabos paralelos e perpendiculares à borda livre da laje dos modelos.

Tabela 4.9 – Variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda livre durante o ensaio.

Modelo	$P_0 \parallel$ (kN)	$P_u \parallel$ (kN)	$P_u \parallel - P_0 \parallel$ (kN)	$\Delta P \parallel$ (%)	$\Delta \sigma \parallel$ (MPa)
L8	130,5	141,5	11,0	8,4	108,5
L9	125,0	128,7	7,2	5,7	71,0
L10	139,9	143,7	3,8	2,7	37,5
L11	125,9	129,4	3,5	2,7	34,5
L12	126,3	129,8	3,5	2,7	34,5

$P_0 \parallel$: força de protensão média antes do início do ensaio nos cabos paralelos à borda livre;

$P_u \parallel$: força de protensão última média antes da ruptura nos cabos paralelos à borda livre;

$\Delta P \parallel$: variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda livre;

$\Delta \sigma \parallel$: variação média da tensão nos cabos paralelos à borda livre.

Verifica-se que, para os cabos paralelos à borda livre, o modelo que apresentou maior acréscimo de força de protensão durante o ensaio foi o modelo L8, que recebeu carregamento com relação P_1/P_2 igual a 2 e teve uma ruptura brusca, que pode ser justificado pelo surgimento de fissuração intensa na direção perpendicular à borda livre da laje do modelo. O modelo L8 é seguido do modelo L9 em relação ao acréscimo de tensão nos cabos paralelos à borda livre, que por sua vez é seguido do modelo L10. Eles tiveram carregamento com relação P_1/P_2 igual a 1 e a 0,5 respectivamente e apresentaram fissuração na direção perpendicular à borda livre, em sequência, menores que o modelo L8, o que pode justificar seus aumentos de tensão nos cabos paralelos.

Percebe-se um acréscimo de tensão semelhante nos cabos paralelos à borda livre para os modelos L10, L11 e L12, que tiveram carregamento com relação P1/P2 igual a 0,5, o que pode explicar este comportamento.

Tabela 4.10 – Variação média da força de protensão nos cabos perpendiculares à borda livre durante o ensaio.

Modelo	$P_{0\perp}$ (kN) ⁽¹⁾	$P_{u\perp}$ (kN) ⁽¹⁾	$P_{u\perp} - P_{0\perp}$ (kN) ⁽¹⁾	$\Delta P_{\perp}$ (%) ⁽¹⁾	$\Delta \sigma_{\perp}$ ⁽¹⁾ (MPa)	$P_{0\perp}$ (kN) ⁽²⁾	$P_{u\perp}$ (kN) ⁽²⁾	$P_{u\perp} - P_{0\perp}$ (kN) ⁽²⁾	$\Delta P_{\perp}$ (%) ⁽²⁾	$\Delta \sigma_{\perp}$ ⁽²⁾ (MPa)
L8	128,1	140,3	12,2	9,5	120,3	129,9	129,9	0,0	0,0	0,0
L9	120,0	134,2	14,2	11,8	140,0	118,4	118,4	0,0	0,0	0,0
L10	128,7	149,3	20,6	15,9	203,1	137,9	137,6	-0,3	0,2	-2,9
L11	121,0	130,7	9,7	8,0	95,7	120,4	120,4	0,0	0,0	0,0
L12	127,1	135,1	8,0	6,3	78,9	119,8	119,8	0,0	0,0	0,0

$P_{0\perp}$: força de protensão média antes do início do ensaio nos cabos paralelos à borda livre;

$P_{u\perp}$: força de protensão última média antes da ruptura nos cabos paralelos à borda livre;

$\Delta P_{\perp}$: variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda livre;

$\Delta \sigma_{\perp}$: variação média da tensão nos cabos paralelos à borda livre;

⁽¹⁾: cabos de perfil parabólico (cabos que passam pelo pilar e próximos a ele);

⁽²⁾: cabos de perfil reto.

Na Tabela 4.10 pode-se perceber que o modelo que mais apresenta variação de tensão nos cabos perpendiculares que passam na faixa do pilar (2 e 3 nos modelos L8, L9 e L10 e 2, 3, 4 e 5 nos modelos L11 e L12) foi o modelo L10, que recebeu carregamento com relação P1/P2 igual a 0,5 e tinha menor nível de protensão, seguido dos modelos L9 e L8, que receberam carregamento com relação P1/P2 iguais a 1 e 2 respectivamente.

A Tabela 4.10 mostra que, praticamente não há aumento de tensão nos cabos perpendiculares de perfil reto que passam afastados dos pilar.

4.5 – DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS PASSIVAS

São apresentadas da Figura 4.11 à Figura 4.15 os gráficos das deformações sofridas pelas armaduras passivas de flexão durante o ensaio, bem como as cargas da primeira fissura visível e de ruptura de cada modelo. A numeração dos extensômetros está presente no Capítulo 3.

Os gráficos foram montados calculando-se a reação do pilar como sendo igual ao carregamento atuante ($2 \times P1 + P2$) adicionando-se o peso dos equipamentos utilizados nos ensaios e o peso próprio de cada modelo, sendo a deformação das barras da armadura passiva a média dos dois extensômetros colados em cada uma. As curvas se iniciam a partir dos valores de reação correspondentes ao peso próprio da laje do modelo e com deformações devidas às forças de protensão aplicadas antes do ensaio. Observe-se a variação das escalas horizontais e verticais de cada gráfico.

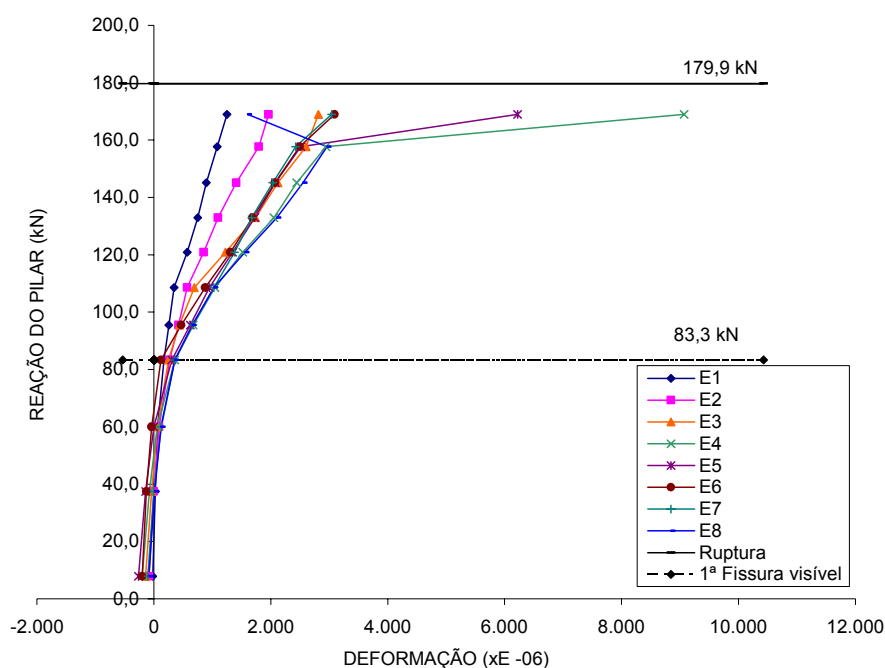


Figura 4.11 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L8.

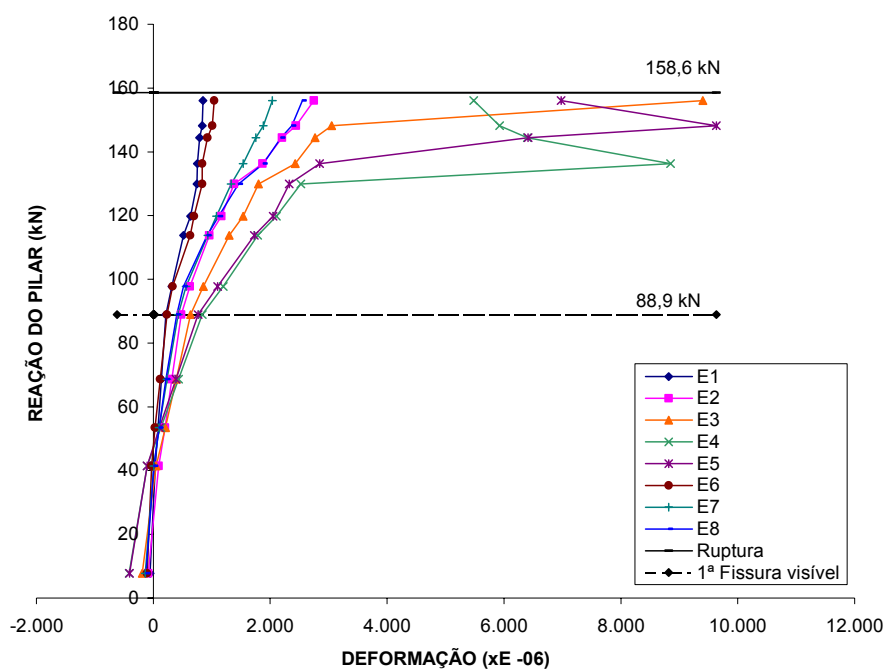


Figura 4.12 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L9.

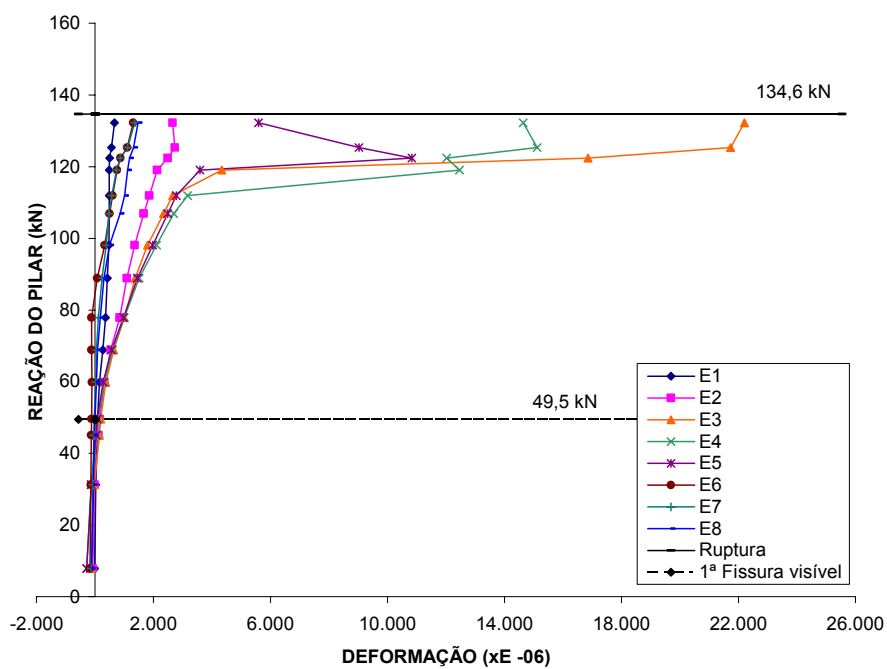


Figura 4.13 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L10.

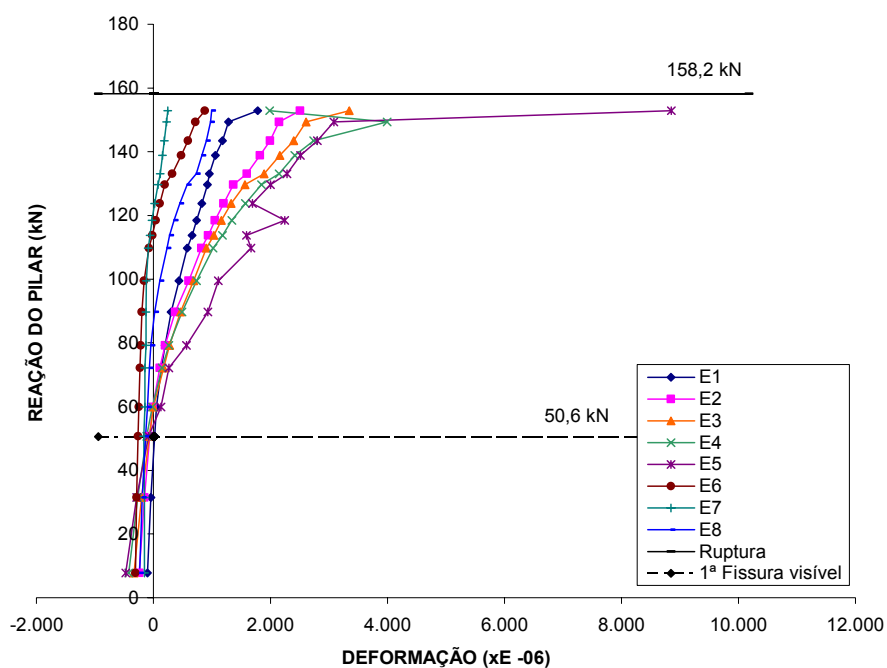


Figura 4.14 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L11.

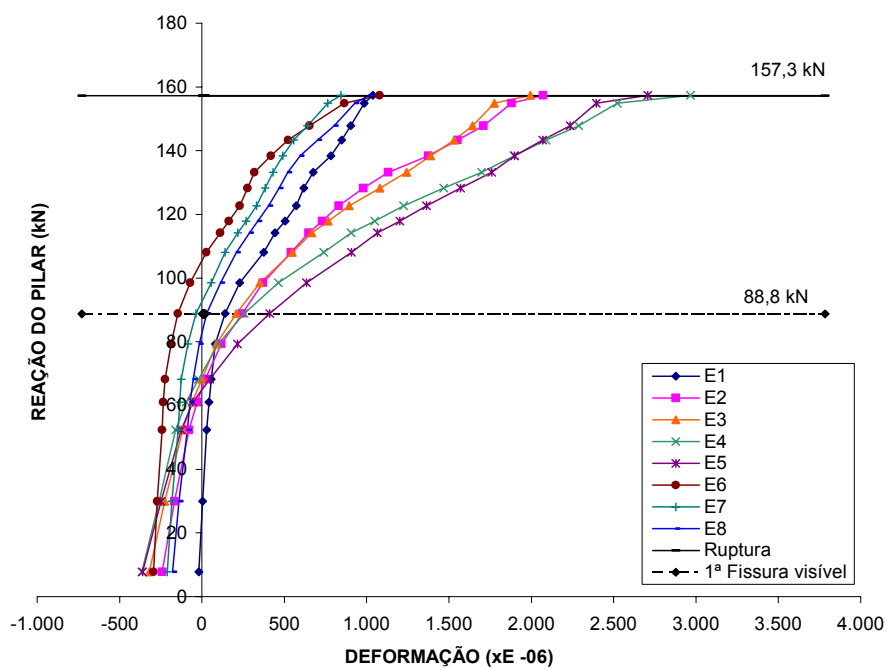


Figura 4.15 – Deformações nas armaduras passivas de flexão – modelo L12.

Os gráficos mostram que as barras que mais se deformaram de uma maneira geral foram as barras perpendiculares à borda livre que passam pelo pilar. Isso fica mais evidente no modelo L10, que recebeu carregamento com relação $P1/P2$ igual a 0,5, mas ocorre também para os demais modelos de forma bastante pronunciada.

Os gráficos das deformações dos modelos L8, L9 e L10 mostram a evolução das deformações destas barras. Claramente percebe-se a influência do carregamento nestas deformações (em especial as barras dos extensômetros E3, E4 e E5). No modelo L8, que recebeu relação $P1/P2$ igual a 2 e teve uma ruptura brusca, essas deformações foram menores que as verificadas no modelo L9, que recebeu relação $P1/P2$ igual a 1 e teve uma ruptura anunciada e com deslocamento pronunciado da laje. Ainda o modelo L10 apresentou deformações maiores para estas barras, uma vez que recebeu carregamento com relação $P1/P2$ igual a 0,5, como dito anteriormente, e teve uma ruptura ainda mais anunciada e com bastante deslocamento da laje.

Para os modelos L11 e L12, estas barras se comportaram de forma semelhante. As barras do modelo L11 se deformaram mais que as do modelo L12 em virtude da diferença de taxa de armadura na faixa do pilar nesta direção: no modelo L11 as barras possuíam diâmetro de $\varnothing 8,0$ mm, enquanto no modelo L12 elas possuíam diâmetro de $\varnothing 10,0$ mm.

Nota-se uma pequena deformação das barras paralelas de todos os modelos, tendo estas uma evolução do modelo L8 ao modelo L10 e, virtude da variação do carregamento aplicado nestes. Percebe-se também uma variação entre as barras paralelas à borda livre das lajes dos modelos L11 e L12 o que se justifica no fato de terem diâmetros diferentes: a laje do modelo L11 possuía barras com diâmetro de $\varnothing 10,0$ mm, enquanto a do modelo L12 possuía barras com diâmetro de $\varnothing 8,0$ mm na faixa do pilar nesta direção.

4.6 – DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

Neste item são apresentadas as deformações sofridas pela superfície inferior do concreto próxima ao pilar como explanado no Capítulo 3. O cálculo da reação do pilar foi o mesmo destinado à composição dos gráficos das deformações das armaduras passivas e também aqui serão apresentadas as cargas das primeiras fissuras e cargas últimas de cada modelo ensaiado.

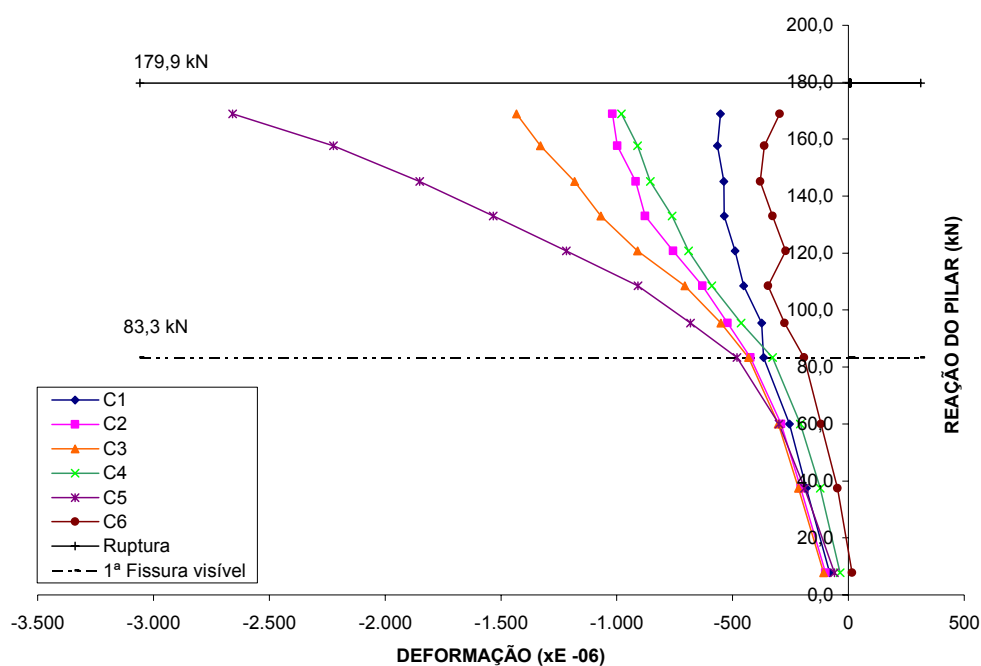


Figura 4.16 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L8.

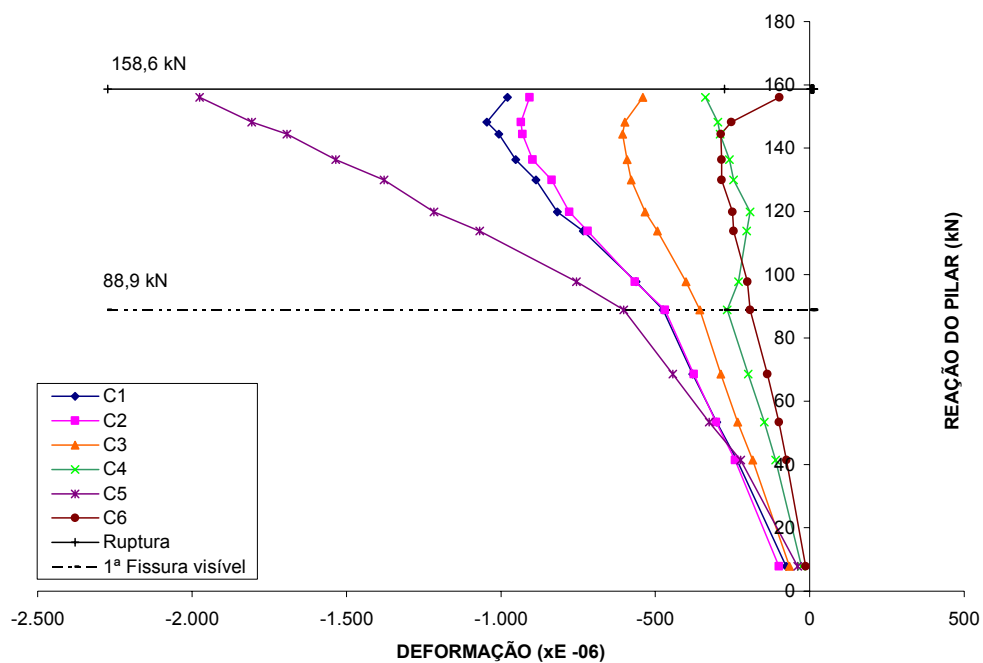


Figura 4.17 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L9.

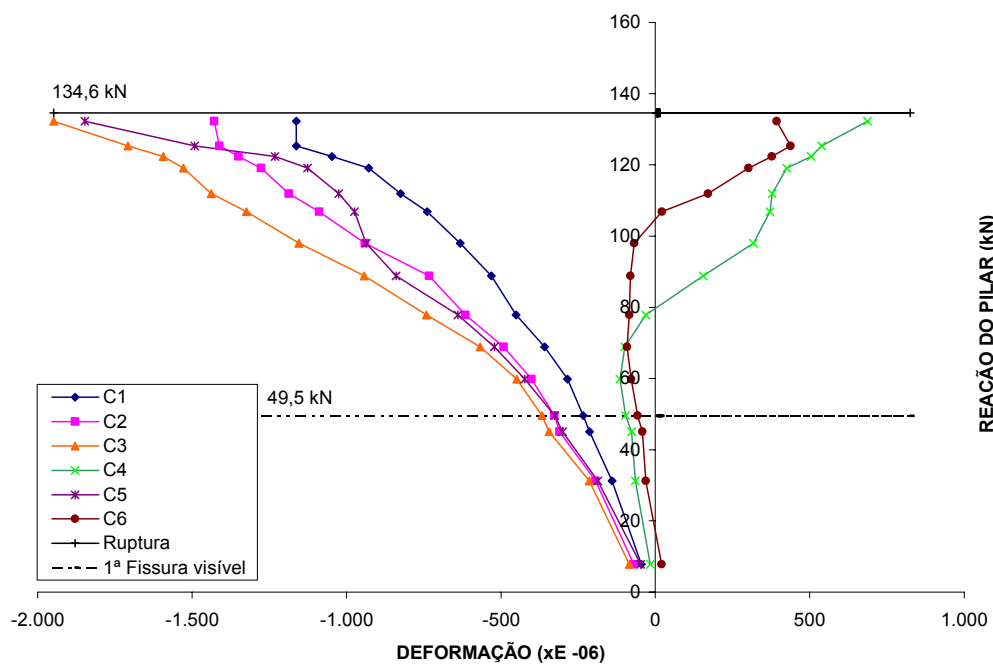


Figura 4.18 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L10.

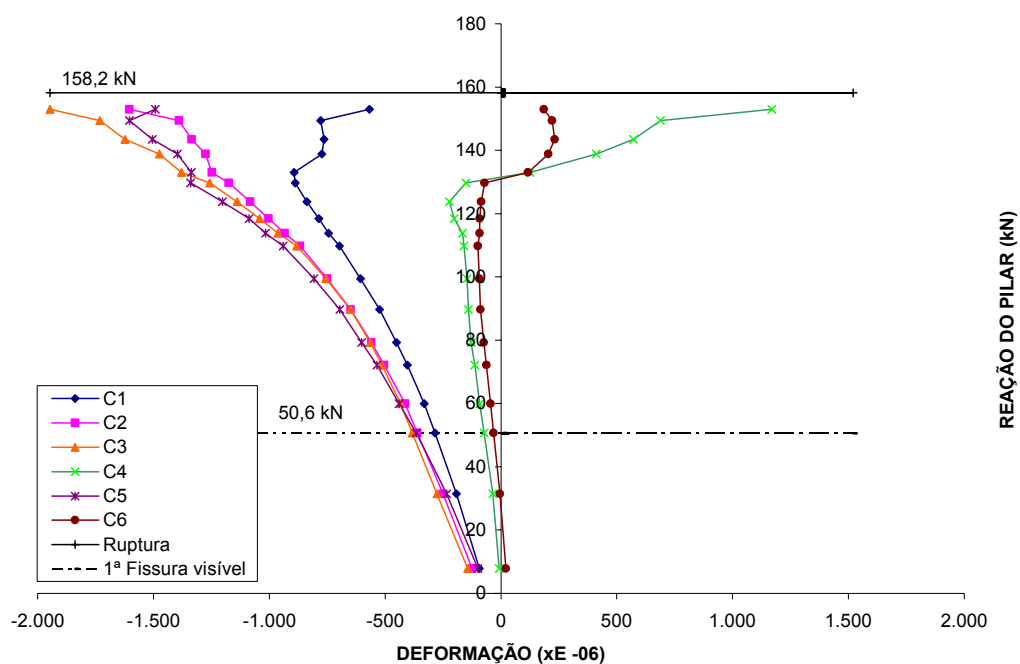


Figura 4.19 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar– modelo L11.

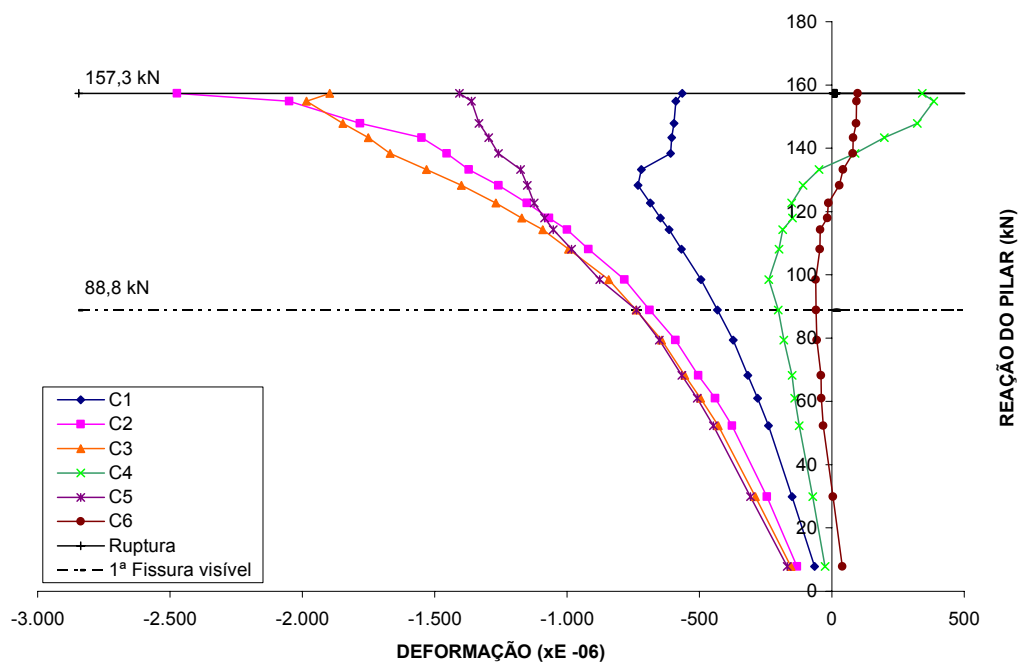


Figura 4.20 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – modelo L12.

Em todos os modelos nota-se que os extensômetros que mediram as menores deformações da superfície do concreto foram C1 e C6, estando estes posicionados na direção perpendicular e paralela à borda livre próximos ao canto do pilar.

Verifica-se que nos modelos L8, L9 e L10, que tiveram variadas suas relações $P1/P2$ de 2, 1 e 0,5 respectivamente, há uma tendência de uma menor deformação de compressão medida pelos extensômetros colados nas direções diagonal e paralela à borda livre chegando a uma inversão para tração nos extensômetros C4 e C6 no modelo L10 e um aumento na direção perpendicular à borda livre. Esta inversão provavelmente está relacionada com o surgimento de fissuras de torção em relação ao eixo paralelo à borda livre que passa pelo centro do pilar para uma carga ocorrida um pouco antes da mudança de direção das curvas.

Para os modelos L8, L9 e L10 o extensômetro que registrou as maiores deformações foi o C5, que está posicionado na direção da diagonal da seção do pilar. Já para os modelos L11 e L12 C2, C3 e C5 apresentam o mesmo comportamento, sendo os que apresentaram maiores deformações da superfície do concreto.

4.7 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das lajes e do pilar do modelo foram medidos por 15 defletômetros, como comentado no Capítulo 3. Neste item serão apresentados alguns gráficos mostrando a evolução dos deslocamentos da laje de cada modelo isoladamente e comparando os deslocamentos das lajes dos modelos entre si nos pontos de carregamentos. Atente-se para a variação das escalas horizontais e verticais e para os valores iniciais, que são devido à protensão das lajes dos modelos antes dos ensaios.

Os deslocamentos apresentados foram corrigidos a partir das leituras do defletômetro 12, que indicava a rotação do pilar na direção do eixo x. Admitiu-se para esta correção que a rotação do pilar nesta direção era a mesma experimentada pela laje no momento da leitura dos defletômetros.

Da Figura 4.21 à Figura 4.25 são apresentados os deslocamentos dos pontos de carga medidos pelos defletômetros 10, 11 e 13 para cada modelo ensaiado.

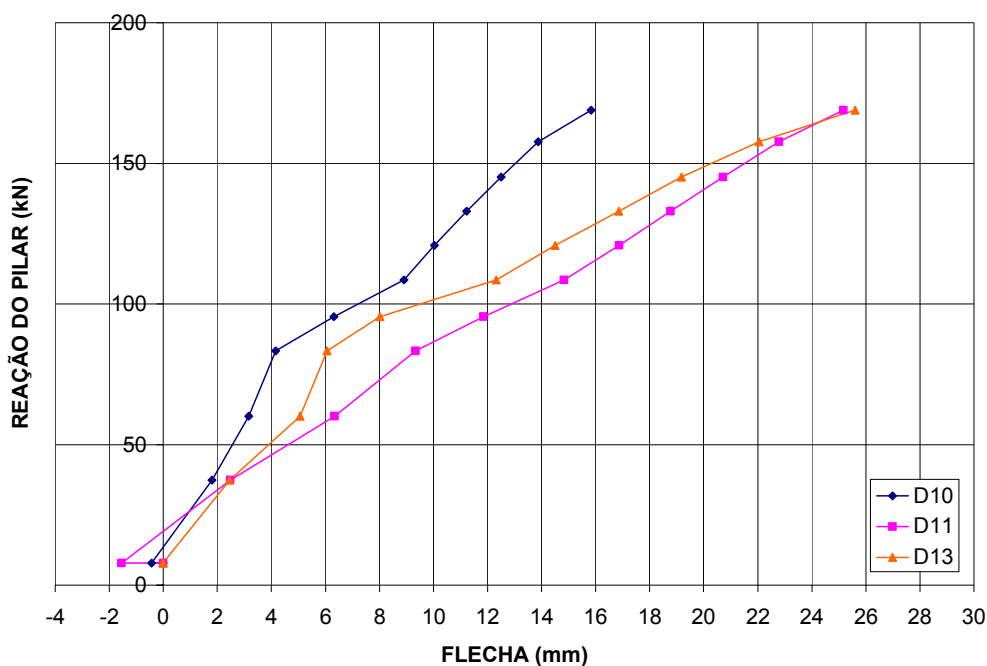


Figura 4.21 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L8.

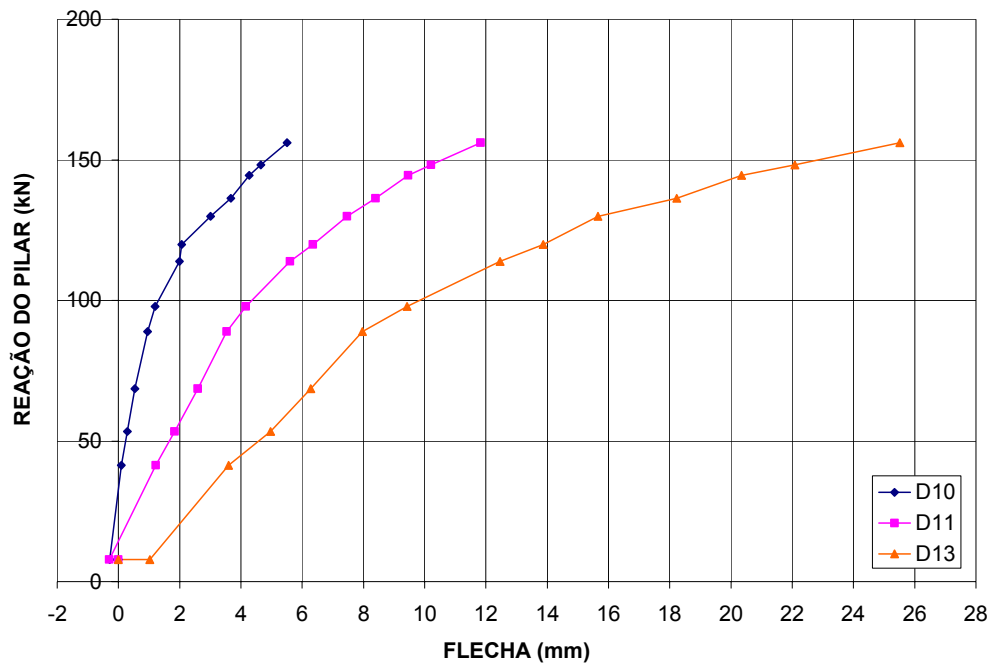


Figura 4.22 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L9.

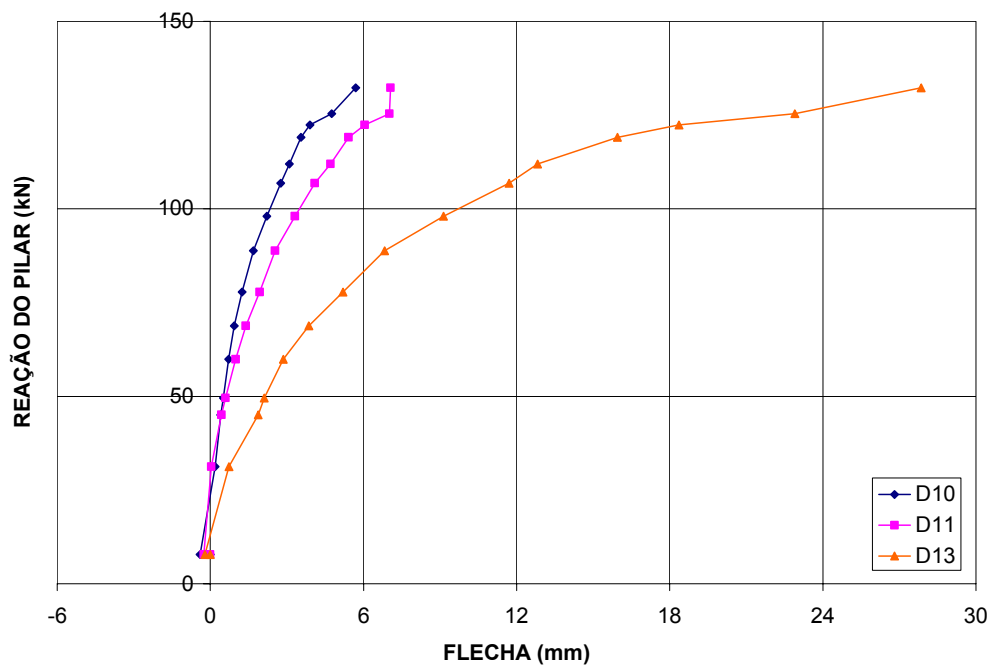


Figura 4.23 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L10.

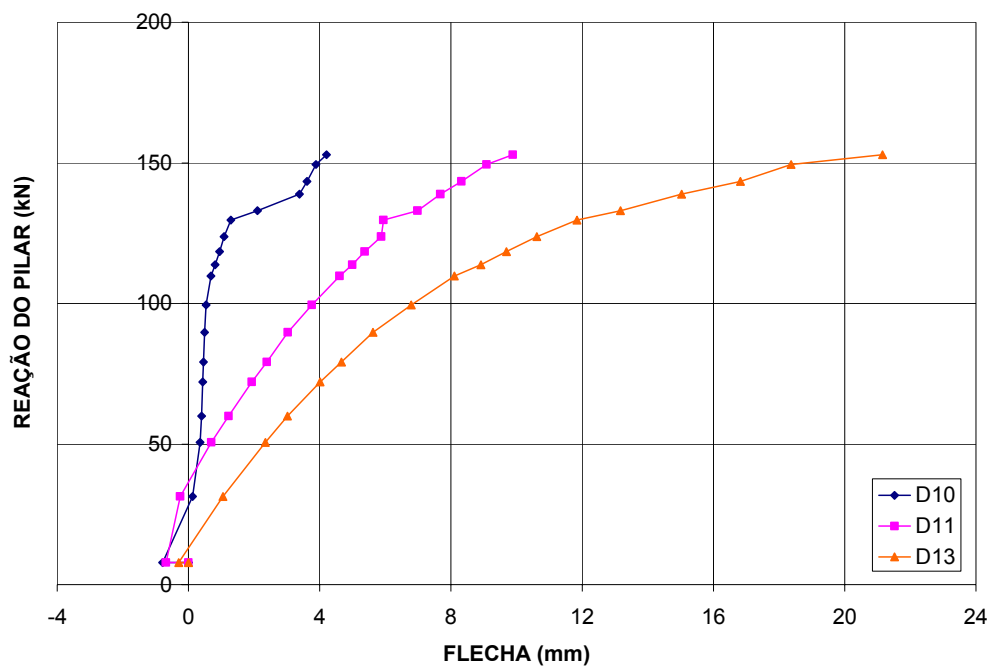


Figura 4.24 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L11.

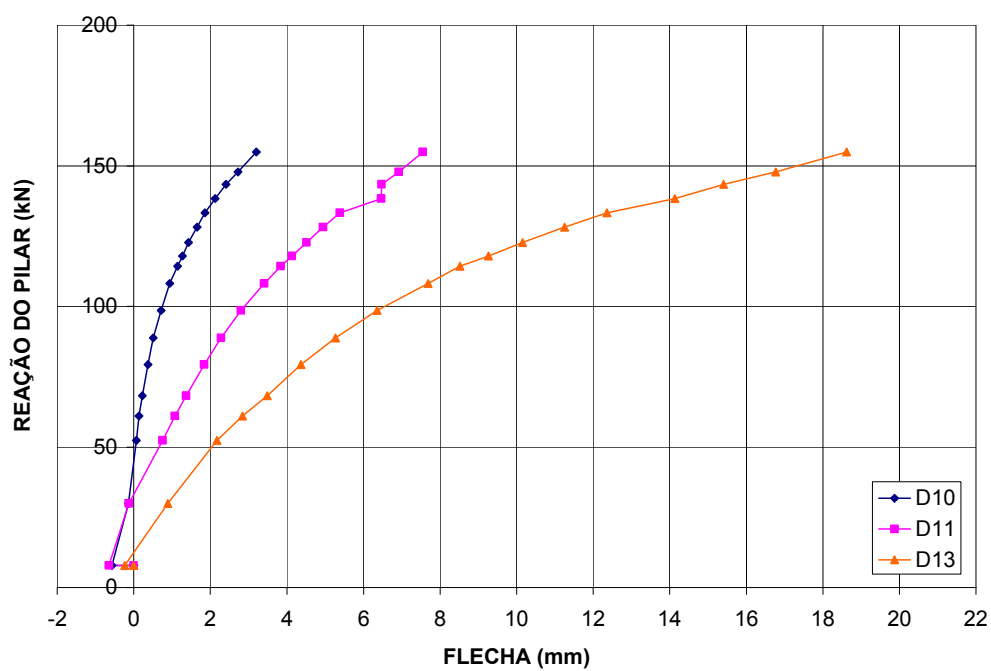


Figura 4.25 – Deslocamentos dos pontos de carga – modelo L12.

Verifica-se pelos gráficos que, do modelo L8 a L10 há uma evolução dos deslocamentos apresentada pelo defletômetro que registrou o deslocamento do ponto de carga P2, indicando uma movimentação maior da laje do modelo L10.

É notada, também através destes gráficos que é pequeno o deslocamento dos pontos de carga P1 e que isso se mantém para todos os modelos, com uma pequena redução apresentada pelos modelos L11 e L12, justificadas, talvez, pelo elevado nível de protensão aplicada às lajes desses modelos.

A seguir, da Figura 4.26 à Figura 4.28 são apresentada uma comparação dos deslocamentos dos pontos de carga entre as lajes de todos os modelos.

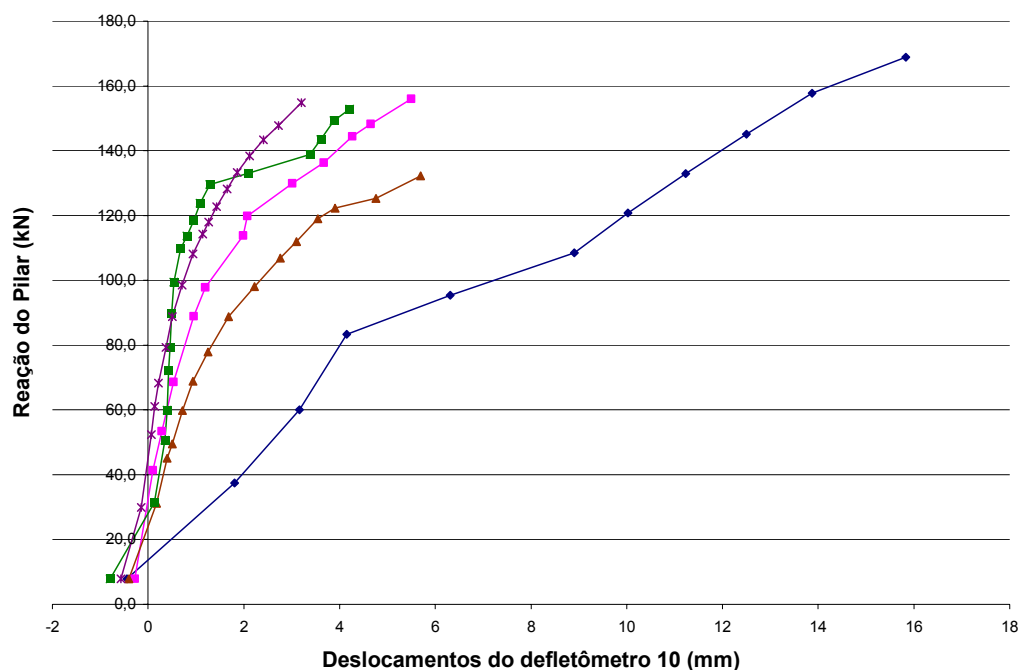


Figura 4.26 – Deslocamentos do defletômetro 10 para todos os modelos.

Nota-se que, o modelo L8 é que apresenta maiores deslocamentos para o defletômetro 10. Este modelo recebeu carregamento com relação P1/P2 igual a 2,0, portanto, um carregamento preferencial na direção paralela à borda livre.

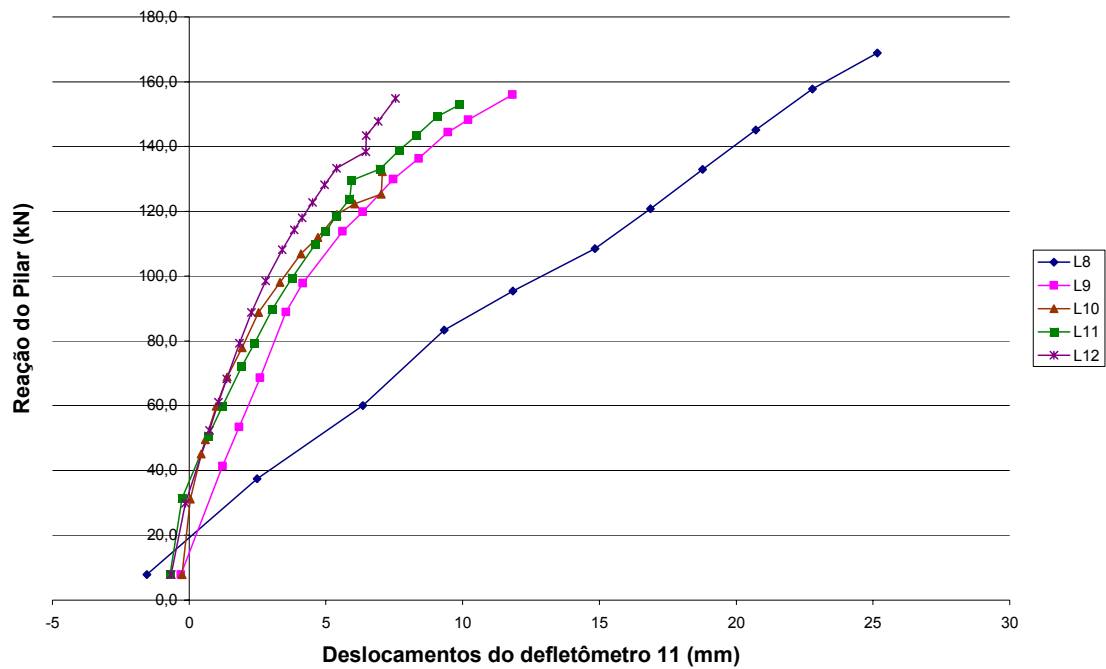


Figura 4.27 – Deslocamentos do defletômetro 11 para todos os modelos.

Análise semelhante à anterior pode ser feita para o gráfico acima.

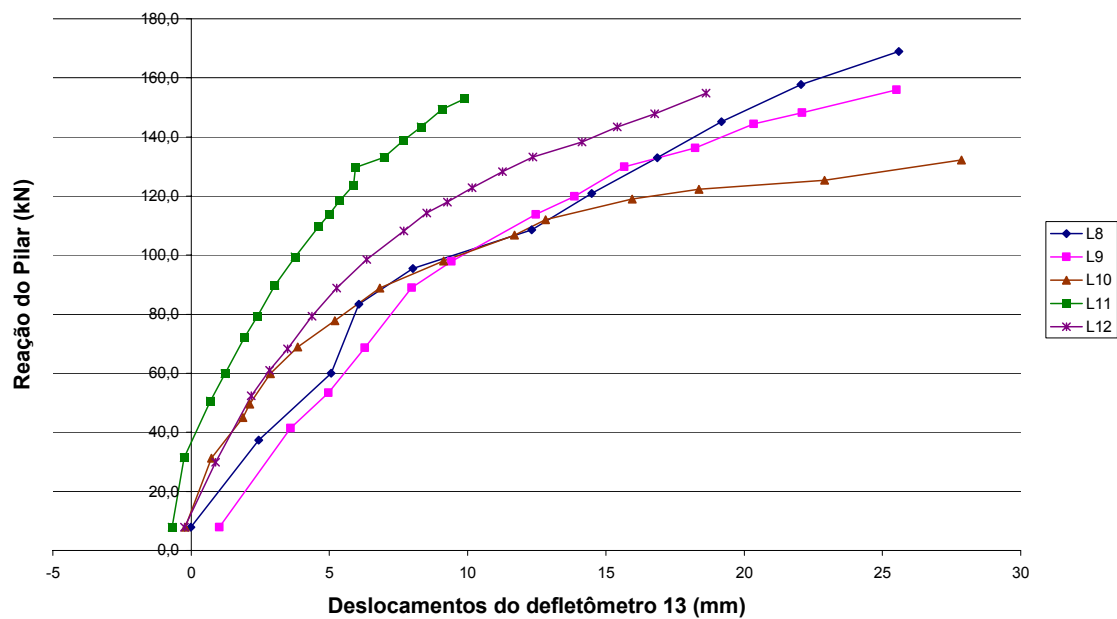


Figura 4.28 – Deslocamentos do defletômetro 13 para todos os modelos.

O gráfico acima mostra que, também para o defletômetro 13 o modelo L10 apresentou os maiores deslocamentos. Isso pode ser justificado no fato deste modelo ter recebido carregamento com relação P1/P2 igual a 0,5 e ainda ter um nível de protensão menor, o que lhe permitiu alcançar valores mais altos de deslocamentos.

São apresentados agora, da Figura 4.29 à Figura 4.33, perfis na direção x e da Figura 4.34 à Figura 4.38 na direção y, ambos passando no eixo do pilar das lajes de cada modelo através dos defletômetros 1, 2, 3, 7, 8, 9, 10, 11 e 13. Através destes gráficos será possível ver o comportamento das lajes dos modelos a cada passo de carga. Note que no início do ensaio há uma movimentação da laje para cima, justificada pelo efeito da protensão empregada em cada uma.

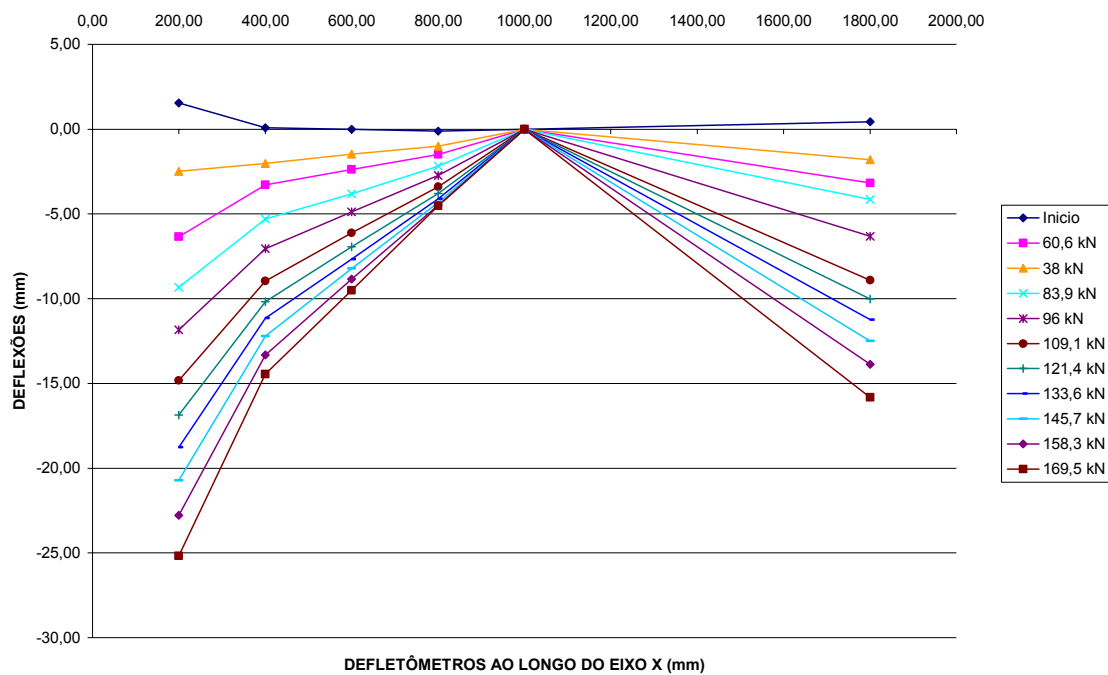


Figura 4.29 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L8.

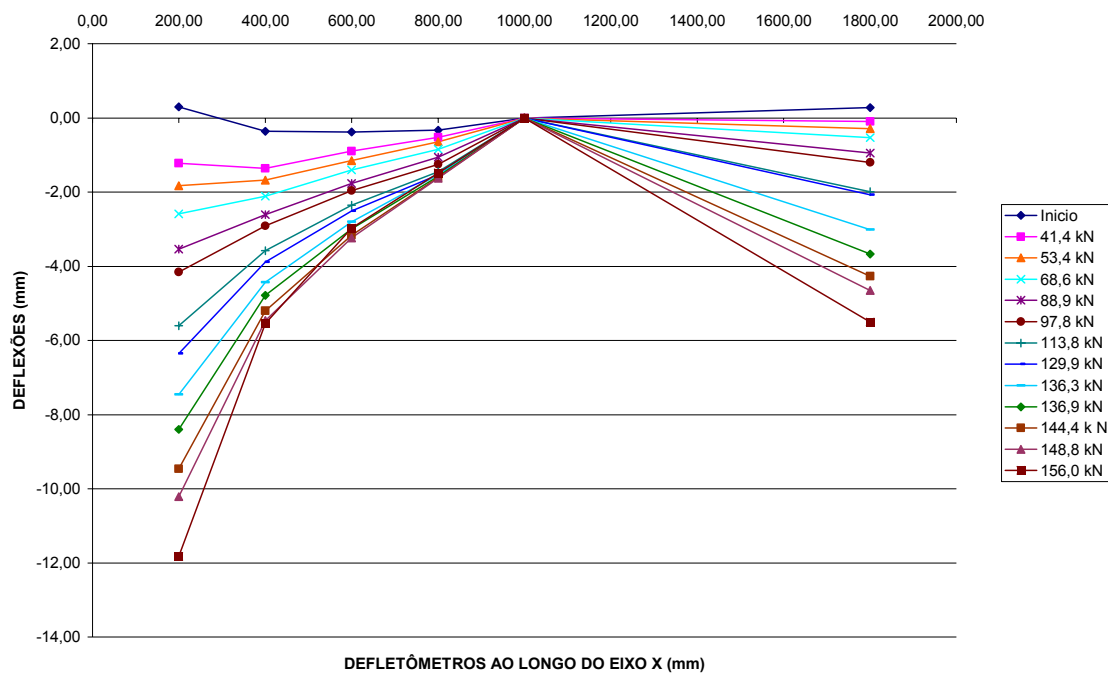


Figura 4.30 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L9.

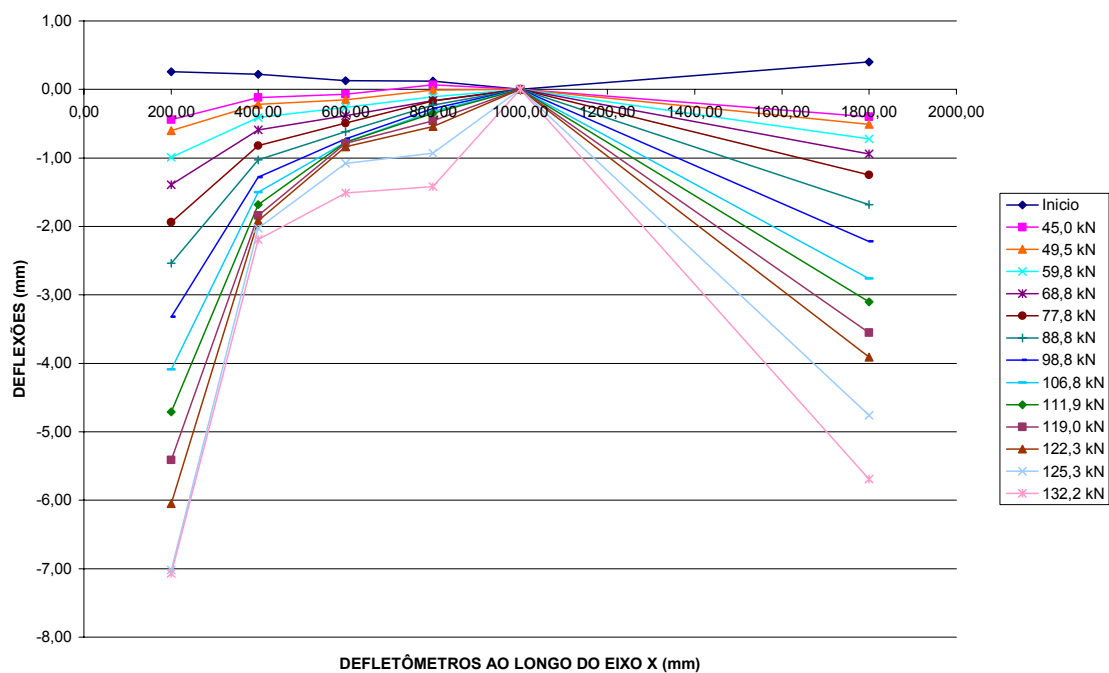


Figura 4.31 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L10.

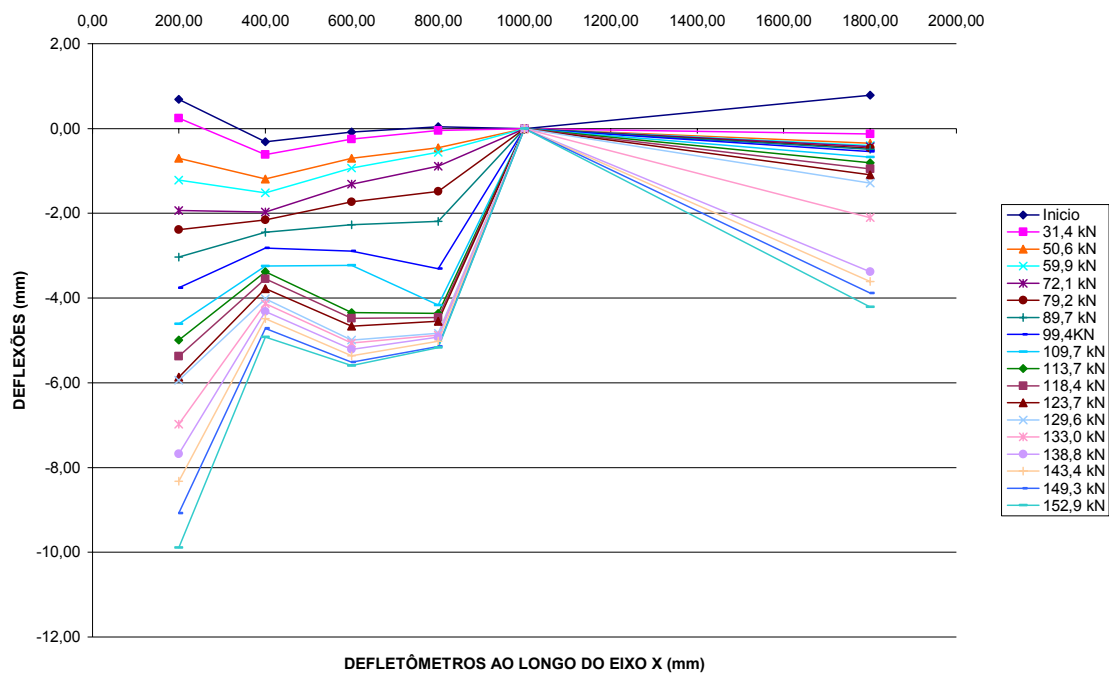


Figura 4.32 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L11.

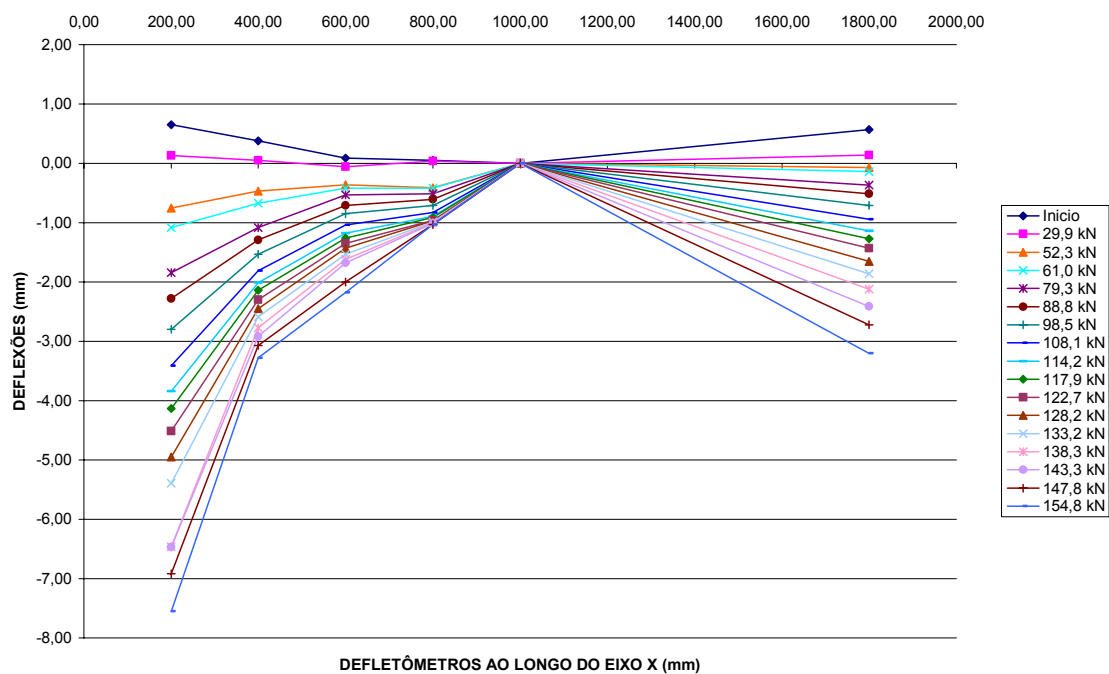


Figura 4.33 – Perfil ao longo do eixo x – modelo L12.

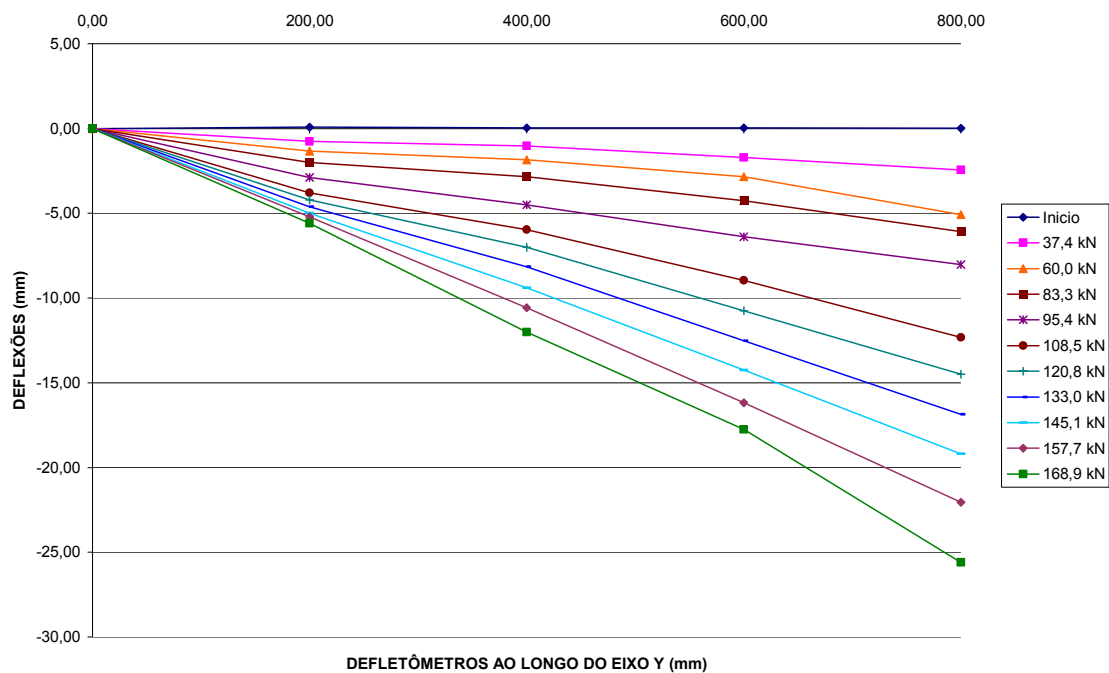


Figura 4.34 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L8.

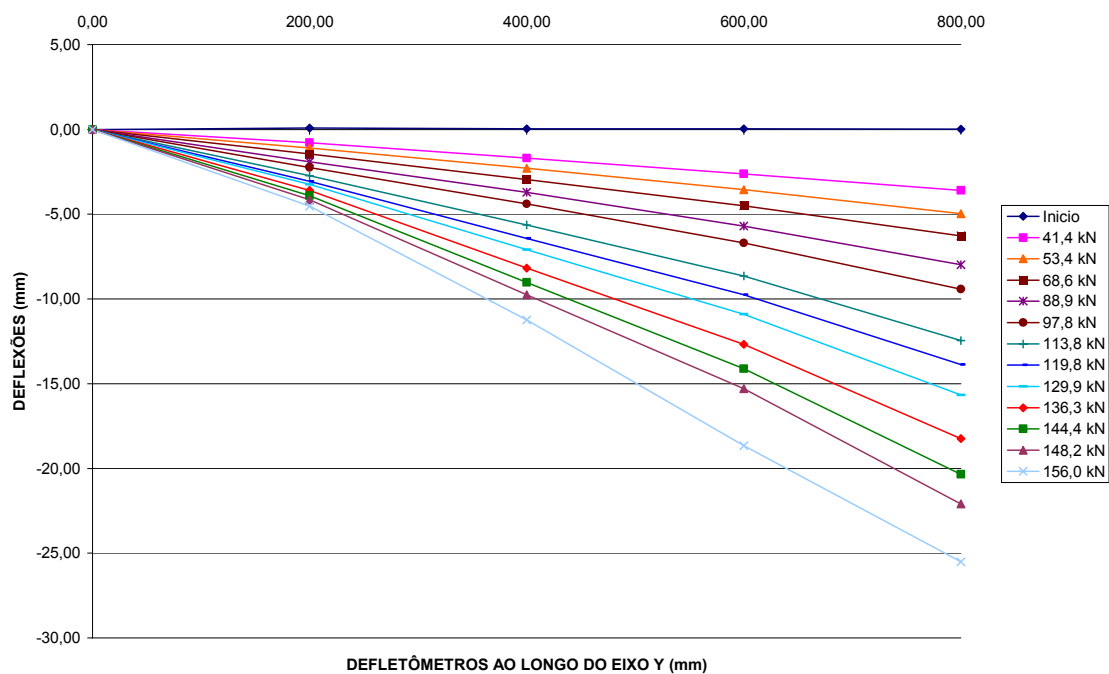


Figura 4.35 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L9.

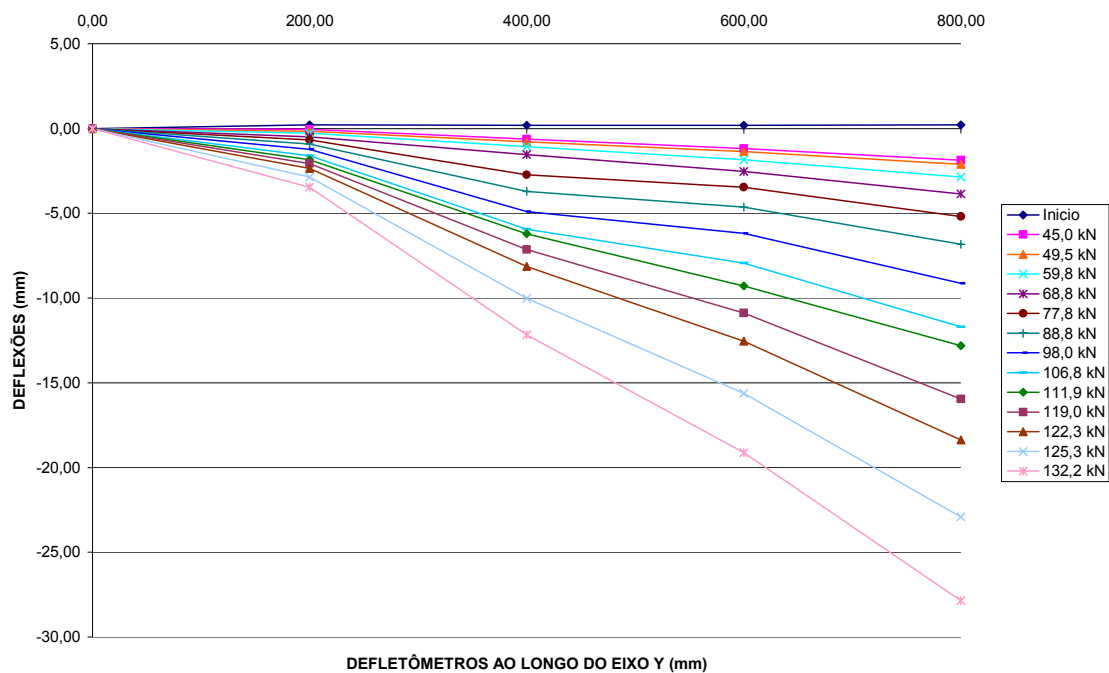


Figura 4.36 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L10.

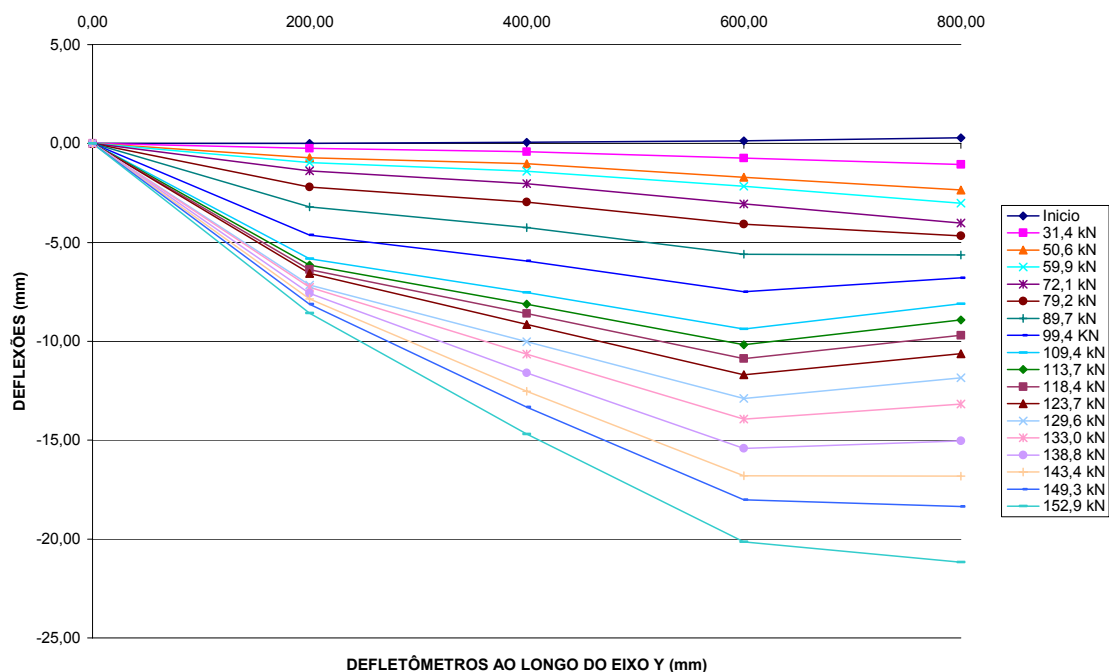


Figura 4.37 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L11.

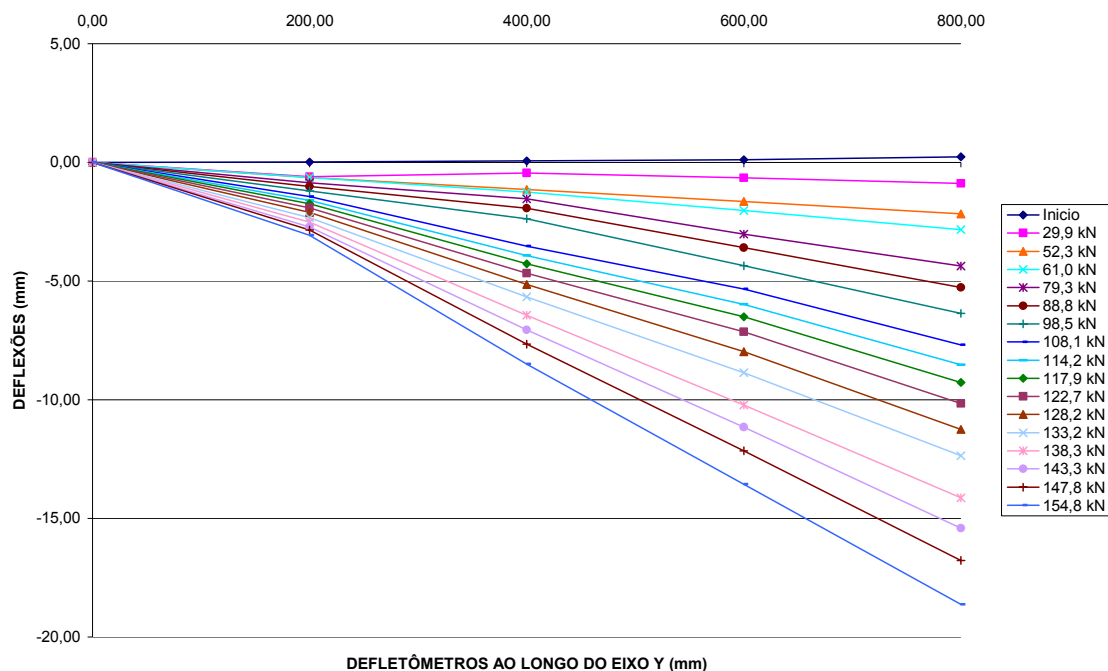


Figura 4.38 – Perfil ao longo do eixo y – modelo L12.

Os deslocamentos dos defletômetros 1, 2 e 3 da laje do modelo L11 mostrados no perfil na direção x da Figura 4.32 pode ser explicado pelo desenvolvimento da fissuração a partir de passos de carga intermediários. Ainda durante a realização do ensaio, foi percebido que com o surgimento e desenvolvimento das fissuras um deslocamento cada vez menor desses pontos era registrado, chegando ao formato apresentado no gráfico com o defletômetro 3 registrando menores deslocamentos que os defletômetros 1 e 2.

4.8 – FISSURAÇÃO E MODOS DE RUPTURA

Em virtude da variação de parâmetros de um modelo para o outro, cada um apresentou uma configuração de fissuração diferente, variando de fissuração intensa a baixo nível de fissuração.

A laje do modelo L8 apresentou fissuração intensa, generalizada e com pouca abertura. Surgiram primeiro de fissuras radiais sobre os cabos 2 e 3, que passavam pelo pilar para uma carga de 30,2 kN em P1, correspondente a uma reação do pilar de 83 kN (46 % da carga de ruptura). Fissuras circunferenciais apareceram inicialmente para uma carga de

40,0 kN para P1, correspondente a uma reação do pilar igual a 108,5 kN (60 % da carga de ruptura). A ruptura da laje ocorreu de forma brusca com cone de ruptura por punção bem caracterizado.

A laje do modelo L9 apresentou menos e menores fissuras que a laje do modelo L8. A primeira fissura visível ocorreu para uma carga de 27,8 kN para P1 e 25,4 kN para P2, correspondente a uma reação do pilar de 88,9 kN (56 % da carga de ruptura) e era radial na direção perpendicular à borda livre. Fissuras circunferenciais apareceram inicialmente para uma carga de aproximadamente 30,0 kN para P1 e P2, correspondente a uma reação do pilar igual a 97,8 kN (62 % da carga de ruptura). Apresentou também cone de ruptura por punção característico, contudo, este não chegou até a borda da laje e ocorreu de forma menos brusca e mais previsível que a ruptura da laje do modelo L8.

A laje do modelo L10 apresentou um padrão de fissuração diferente dos apresentados anteriormente, sendo preferencialmente radiais e com maior abertura de fissuras. Essas fissuras se desenvolveram até pontos distantes da ligação laje/pilar. A primeira fissura visível era radial na direção paralela à borda livre e ocorreu para uma carga de 20,6 kN para P2, correspondente a uma reação do pilar de 49,5 kN (37 % da carga de ruptura). Fissuras circunferenciais apareceram inicialmente para uma carga de aproximadamente 30,0 kN para P2, correspondente a uma reação do pilar igual a 68,8 kN (51 % da carga de ruptura). Teve comportamento na ruptura semelhante ao da laje do modelo L9, com cone de punção característico, mas com mais previsibilidade de ruptura que a apresentada pelo modelo L9.

A laje do modelo L11 apresentou um padrão de fissuração também preferencialmente radial, com a diferença que as fissuras tiveram muito pouca abertura. A primeira fissura visível ocorreu na direção paralela à borda livre na ligação laje/pilar (face inferior do pilar) para uma carga de 20,9 kN para P2, correspondente a uma reação do pilar de 50,6 kN (39 % da carga de ruptura). Fissuras circunferenciais apareceram inicialmente para uma carga de aproximadamente 50,1 kN para P2, correspondente a uma reação do pilar igual a 109,7 kN (69 % da carga de ruptura). Não apresentou cone de ruptura como a laje dos modelos anteriores. A ruptura ocorreu de maneira bastante brusca, com, em uma seção paralela à borda livre da laje distante do pilar.

Modelo L12 apresentou para a laje do modelo uma fissuração semelhante à da laje do modelo L11, com fissuras preferencialmente radiais de muito pouca abertura. A primeira fissura visível ocorreu na direção paralela e perpendicular à borda livre na ligação laje/pilar (face inferior do pilar), na mesma intensidade, para uma carga de 40,2 kN para P2, correspondente a uma reação do pilar de 88,8 kN (56 % da carga de ruptura). Fissuras circunferenciais apareceram inicialmente para uma carga de aproximadamente 50,2 kN para P2, correspondente a uma reação do pilar igual a 108,1 kN (69 % da carga de ruptura). Não apresentou cone de ruptura como a laje dos modelos anteriores. A ruptura ocorreu, também de forma brusca, com cone mais caracterizado, mas ainda sem chegar à borda da laje, e forma de ruptura um pouco menos abrupta da laje do modelo L11.

A seguir é apresentada uma tabela como o resumo das cargas de ruptura e seus respectivos modos para todas as lajes dos modelos ensaiados. O critério utilizado para a definição dos modos de ruptura foi visual, baseado nas características da ruptura (previsibilidade, presença de som, entre outras), no formato do cone de ruptura e nas deformações das armaduras.

Tabela 4.11 – Cargas e modos de ruptura dos modelos.

Modelo	L8	L9	L10	L11	L12
Carga de ruptura (kN)	179,7	158,6	134,6	158,2	157,3
Modo de ruptura	PUNÇÃO	PUNÇÃO	FLEXO-PUNÇÃO	PUNÇÃO	PUNÇÃO

Nota-se a diminuição da capacidade de carga do modelo L8 ao modelo L10, o que se deve claramente ao carregamento aplicado $P1/P2 = 2, 1$ e $0,5$ para os modelos L8, L9 e L10 respectivamente, uma vez que este parâmetro foi a única variante entre eles.

Os modelos L11 e L12 apresentaram carga de ruptura semelhante indicando pouca, ou nenhuma influência do aumento do diâmetro da armadura passiva em uma ou outra direção, ou seja, aumento da taxa de armadura passiva, ρ nas direções ortogonais.

Serão mostradas da Figura 4.39 à Figura 4.43 as rupturas de cada uma das lajes dos modelos ensaiados.



Figura 4.39 – Ruptura da laje do modelo L8.



Figura 4.40 – Ruptura da laje do modelo L9.



Figura 4.41 – Ruptura da laje do modelo L10.

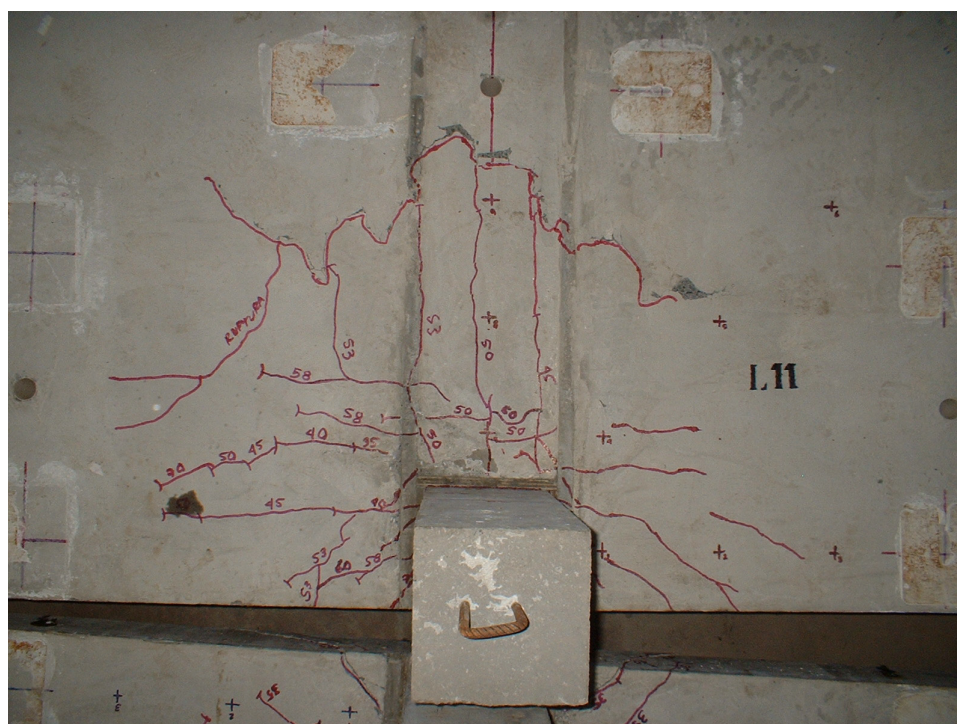


Figura 4.42 – Ruptura do da laje modelo L11.



Figura 4.43 – Ruptura da laje do modelo L12.

5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Este capítulo se destina a fazer comparações, entre todas as lajes dos modelos, das variações da força de protensão, das deformações das barras da armadura passiva e do concreto, dos deslocamentos verticais e das cargas últimas de punção e modos de ruptura de obtidos através dos ensaios das lajes e as normas: NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001.

Os modelos, para a análise das variações de força de protensão durante o ensaio, das deformações das barras da armadura passiva e do concreto e dos deslocamentos verticais serão divididos em três grupos em virtude da variação dos parâmetros de ensaio. Os grupos de modelos são: Grupo 1: modelos L8, L9 e L10, cujas lajes possuíam as mesmas armaduras passivas e ativas, sendo a variável a relação P1/P2; Grupo 2: modelos L11 e L12, que possuíam a mesma taxa de armadura ativa e receberam carregamento com a mesma relação P1/P2, sendo a variável a taxa de armadura passiva nas direções ortogonais e Grupo 3: modelos L10, L11 e L12, que receberam carregamento com a mesma relação P1/P2, sendo as variáveis a taxa de armadura passiva e ativa. A Tabela 5.1 mostra um resumo dos grupos formados para as análises.

Tabela 5.1 – Grupos e seus parâmetros analisados.

Grupos	Modelos	Em comum	Variável de ensaio
Grupo 1	L8, L9 e L10	ρ_s e ρ_p	P1/P2
Grupo 2	L11 e L12	ρ_p e P1/P2	ρ_x e ρ_y
Grupo 3	L10, L11 e L12	P1/P2	ρ_s e ρ_p

ρ_s : média da taxa de armadura de flexão nas direções ortogonais x e y;

ρ_x e ρ_y : taxa de armadura de flexão nas direções ortogonais x e y;

ρ_p : média da taxa de armadura ativa nas direções ortogonais x e y.

5.1 – ANÁLISE DO GRUPO 1 (L8, L9 e L10)

5.1.1 – Variação da força de protensão durante o ensaio

Nos modelos L8, L9 e L10 os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram os cabos 2, 3 e 6, que passam pelo pilar. Este fato está relacionado com o padrão de fissuração das lajes. Os cabos de perfil reto praticamente não tiveram variadas suas tensões durante o ensaio. A numeração dos cabos é a apresentada na Figura 3.11.

O modelo L8 apresentou um maior acréscimo de tensão no Cabo 6, justificado pela deformação sofrida pela laje na direção deste cabo causada pelo carregamento empregado, que teve relação $P1/P2$ igual a 2. No modelo L9, que recebeu carregamento com relação $P1/P2$ igual a 1, o acréscimo de tensão nos cabos 2, 3 e 6 foi semelhante, como o esperado, uma vez que as cargas aplicadas por P1 e P2 eram aproximadamente iguais. No modelo L10, que recebeu carregamento com relação $P1/P2$ igual a 0,5, os cabos 2 e 3 sofreram um acréscimo de tensão maior que o cabo 6, justificado pelo fato de a laje do modelo ter recebido cargas em P2 maiores que em P1.

5.1.2 – Deformação das armaduras passivas.

A influência do carregamento na deformação da barras da armadura passiva é facilmente notada quando se percebe que as barras que receberam os extensômetros E3, E4 e E5 apresentaram cada vez mais deformação com a mudança gradual da direção da maior carga aplicada nas lajes dos modelos.

A laje do modelo L8, que recebeu carregamento preferencial na direção paralela à borda livre ($P1$ maior que $P2$), apresentou deformações menores nas barras monitoradas com E3, E4 e E5. A laje do modelo L9, cujo carregamento não tinha uma direção preferencial, apresentou deformações maiores também para esses extensômetros. Já a laje do modelo L10, que recebeu carregamento preferencial na direção perpendicular à borda livre ($P2$ maior que $P1$), teve para estas barras deformações muito maiores que as

apresentadas pelas lajes dos modelos L8 e L9, inclusive com escoamento da barra monitorada pelo E5.

5.1.3 – Deformação do concreto.

É perceptível uma tendência de ocorrer uma cada vez menor compressão do concreto na direção paralela à borda livre e um aumento gradual desta compressão na direção perpendicular devido à mudança de direção preferencial do carregamento do modelo L8 ao modelo L10, chegando a apresentarem tração os extensômetros C4 e C6 da laje do modelo L10 para carregamentos próximos à ruptura.

A laje do modelo L8 apresentou grandes deformações para o extensômetro C5 em virtude da composição do carregamento, que, mesmo preferencial na direção paralela à borda livre, quando composto com o carregamento da direção perpendicular provoca tensões de compressão maiores na direção diagonal próximo da borda livre na ligação laje/pilar. Na laje do modelo L9 se verifica uma ainda maior compressão medida pelo extensômetro C5 também justificada pela composição de carregamento.

5.1.4 – Deslocamentos verticais

A laje que apresentou maiores deslocamentos verticais na direção paralela à borda livre dentre as modelos deste grupo foi a do modelo L8. Este fato se explica quando se recorda que o carregamento aplicado neste modelo teve relação $P1/P2$ igual a 2, sendo, portanto, maior a carga $P1$.

Foi observado que para a direção perpendicular à borda livre a laje do modelo L10 foi que apresentou maiores deslocamentos e tem a explicação na direção preferencialmente perpendicular dada ao carregamento ($P1/P2$ igual a 0,5).

5.1.5 – Cargas e modos de ruptura

Observou-se que dentre os modelos deste grupo, o modelo L10 foi o que apresentou menor carga de ruptura, com $P_u = 134,6$ kN, e que o modelo L8 foi o que apresentou a maior carga, com $P_u = 179,7$ kN. Tal fato se justifica no carregamento aplicado nas lajes dos modelos que foi preferencial na direção perpendicular na laje do modelo L10 e na direção paralela à borda livre na do modelo L8.

O modelo L10 recebeu carregamento com relação momento fletor/força cortante, M/V , igual a 0,525, enquanto o L8 recebeu relação M/V igual a 0,360. Disto pode-se comentar que uma redução de 30 % na relação M/V promoveu um aumento da carga última em 33 %. Uma maior transferência de momento promove um aumento das tensões na ligação, o que resulta em uma menor capacidade de carga.

A ruptura apresentada pela laje do modelo L8 foi brusca, enquanto que a ruptura da laje do modelo L10 foi mais dúctil, concordando com o exposto acima e indicando que a ruptura da laje do modelo L8 teve pouca influência da flexão. Já a ruptura da do modelo L10 aconteceu com boa previsibilidade e com bastante influência da flexão.

5.2 – ANÁLISE DO GRUPO 2 (L11 e L12)

5.2.1 – Variação da força de protensão durante o ensaio

Os cabos que apresentaram maiores acréscimos de tensão nos dois modelos (L11 e L12) durante o ensaio foram os cabos perpendiculares que passam pelo pilar. Tal fato se deve ao carregamento aplicado, que foi preferencialmente nesta direção. Novamente os cabos de perfil reto praticamente não tiveram variadas suas tensões durante o ensaio. Como o carregamento não variou entre esses modelos, ambos tiveram o mesmo comportamento.

5.2.2 – Deformação das armaduras passivas.

Como o comentado no item anterior, as lajes dos modelos receberam o mesmo carregamento preferencial na direção perpendicular à borda livre da laje. É válido lembrar que a variável de ensaio neste grupo foi a taxa de armadura passiva nas duas direções ortogonais com barras de diâmetro de $\varnothing 8,0$ mm e de diâmetro de $\varnothing 10,0$ mm na direção perpendicular nos modelos L11 e L12 respectivamente e de diâmetro de $\varnothing 10,0$ mm e diâmetro de $\varnothing 8,0$ mm na direção paralela nos modelos L11 e L12 respectivamente.

Observou-se que, na laje do modelo L11 as deformações registradas pelos extensômetros E2, E3, E4 foram ligeiramente maiores que as da laje do modelo L12 como o esperado, uma vez que o diâmetro das barras era menor que o das barras da modelo L12.

O extensômetro E5 da laje do modelo L11 apresentou uma deformação plástica excessiva, provavelmente por causa do carregamento aplicado, enquanto o extensômetro E5 da modelo L12 apresentou deformação dentro de valores esperados.

5.2.3 – Deformação do concreto.

As deformações do concreto acompanharam as deformações das armaduras passivas. Isso quer dizer que, as maiores deformações apresentadas pelos extensômetros E3, E4 e E5 concordam com as maiores deformações de compressão do concreto, nas duas lajes, registradas pelos extensômetros C2 e C3 como o mostrado através dos gráficos.

5.2.4 – Deslocamentos verticais

A presença de barras com diâmetro de $\varnothing 10,0$ mm na direção perpendicular à borda livre da laje do modelo L12 inibiu ligeiramente os deslocamentos verticais em comparação com a presença de barras com diâmetro de $\varnothing 8,0$ mm locadas nestas direções na laje do modelo L11. Contudo, ao contrário do esperado o mesmo efeito não foi observado na

direção paralela à borda livre laje, onde a laje do modelo L11 possuía barras com diâmetro de $\varnothing$ 10,0 mm e a do modelo L12 barras com diâmetro de $\varnothing$ 8,0 mm. A diferença entre os deslocamentos registrados pelos defletômetros 10 e 11 nas lajes dos modelos L11 e L12 se deve à dificuldade de se posicionar o modelo com eixo de simetria coincidindo exatamente com o eixo de simetria do pórtico de ensaio.

5.2.5 – Cargas e modos de ruptura

As cargas de ruptura das lajes dos modelos L11 e L12 foram bastante próximas: 158,2 kN para L11 e 157,3 para L12. Isto indica, como o explanado anteriormente, que o aumento da taxa de armadura de flexão na direção paralela ou na direção perpendicular tem pouca ou nenhuma influência na carga de ruptura.

Já com respeito ao modo de ruptura, sim, esta variação teve influência. A ruptura da laje do modelo L11 foi bastante brusca, sem chegar à borda livre e acompanhada de forte som. Provavelmente o distanciamento do cone de ruptura da borda livre tenha sido provocado pela maior rigidez da laje do modelo na faixa do pilar nesta direção. A presença de barras com diâmetro de $\varnothing$ 10,0 mm na direção perpendicular à borda livre no modelo L12 foi a provável causa do alargamento do cone de ruptura nesta direção e a presença de barras com diâmetro de $\varnothing$ 8,0 mm na direção paralela a provável causa da maior proximidade deste cone da borda livre da laje

5.3 – ANÁLISE DO GRUPO 3 (L10, L11 e L12)

5.3.1 – Variação da força de protensão durante o ensaio

Como o carregamento aplicado nos modelos deste grupo teve a mesma relação P1/P2 (igual a 0,5), análise semelhante à feita para o Grupo 2 também é válida agora.

Os cabos que tiveram maior acréscimo de tensão foram os que passavam pelo pilar ou próximos a ele justificado pelo carregamento aplicado. Os cabos de perfil reto

mantiveram o mesmo comportamento e apresentaram muito pouca variação de tensões durante os ensaios.

5.3.2 – Deformação das armaduras passivas.

De maneira geral, o comportamento das lajes dos modelos foi semelhante, tendo o nível de protensão empregado nos modelos L11 e L12 inibido uma maior deformação das barras da armadura passiva instrumentadas.

Novamente o carregamento aplicado é o responsável pelas maiores deformações terem sido registradas nos extensômetros E3, E4 e E5 em todos os modelos.

5.3.3 – Deformação do concreto.

Assim como o observado para as deformações das armaduras passivas, o comportamento das lajes, de maneira geral, foi semelhante, não tendo o nível de protensão mais alto aplicado nas lajes dos modelos L11 e L12 interferido no nível de compressão do concreto medido pelos extensômetros.

Como o ocorrido na análise do Grupo 2 os extensômetros do concreto acompanharam as deformações das armaduras passivas, indicando que as maiores deformações apresentadas pelos extensômetros E3, E4 e E5 concordam com as maiores deformações de compressão do concreto, nas duas lajes, registradas pelos extensômetros C2 e C3 como mostrado pelos dos gráficos.

5.3.4 – Deslocamentos verticais

As lajes dos modelos apresentaram significantes variações quanto a deslocamentos na direção perpendicular á borda livre, sendo decrescente da laje do modelo L12 à laje do

modelo L10. Vê-se, então, que a maior taxa de armadura de flexão na laje do modelo L12 em combinação com seu nível de protensão mais alto inibiram deslocamentos em relação aos deslocamentos observados na laje do modelo L10 que tinha uma menor taxa de armadura passiva nesta direção e menor nível de protensão.

Relevantes variações não foram observadas para os deslocamentos verticais na direção paralela à borda livre entre as lajes dos modelos deste grupo.

5.3.5 – Cargas e modos de ruptura

As cargas e os modos de ruptura foram bastante influenciados pelo nível de protensão empregado, mas não pela variação da taxa de armadura passiva utilizada.

A menor taxa de armadura ativa e passiva na laje do modelo L10 forneceu-lhe mais ductilidade, chegando a provocar uma ruptura por flexo-punção, ao contrário do que aconteceu com as lajes dos modelos L11 e L12, que tiveram rupturas por punção características.

5.4 – COMPARAÇÃO DAS CARGAS DE RUPTURA COM AS CARGAS ESTIMADAS PELAS NORMAS

Neste item é feita a comparação entre as cargas últimas de punção de ensaio de cada uma das lajes dos modelos com as estimativas das normas analisadas neste trabalho: NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001. Em virtude do ter sido breve o espaço de tempo destinado à análise dos resultados experimentais, período entre o término dos ensaios e a conclusão deste trabalho, não houve tempo hábil para se concluir a análise comparativa com a norma FIP/98, ficando esta fora dos dados apresentados a seguir.

A seguir a Tabela 5.2 mostra um resumo dos principais parâmetros de cálculo da carga última à punção.

Tabela 5.2 – Parâmetros analisados nos modelos.

Modelo	f_{cj} (MPa)	f_{ctj} (MPa)	$P_{0 \parallel}$ (kN)	$P_{0 \perp}$ (kN)	V_u (kN)	$M_u^{(1)}$ (kN.m)	$M_u^{(2)}$ (kN.m)
L8	49,8	3,95	130,5	135,1	179,7	64,7	46,7
L9	49,8	3,95	125,0	126,3	158,6	68,7	52,8
L10	53,3	3,95	139,9	143,6	134,6	70,7	57,2
L11	53,3	2,70	125,9	125,5	158,2	83,1	67,2
L12	53,3	2,79	126,3	127,5	157,3	82,6	66,9

⁽¹⁾ : momento calculado em relação ao centro do pilar, válido para NBR e EC 2;

⁽²⁾ : momento calculado em relação à face do pilar, válido para o ACI.

É importante lembrar que os momentos apresentados pela Tabela 5.2 são em relação ao eixo paralelo à borda livre que passa pelo centro do pilar e que o momento em relação ao eixo perpendicular à borda livre não deve ser considerado nos cálculos a menos que seja desequilibrado.

As relações M/V empregadas são apresentadas pela Tabela 5.3 . Essa relação se mantém aproximadamente constante durante todo o ensaio. Como o mostrado pela Tabela 5.1 ACI adota o cálculo dos momentos atuando na face interna do pilar, enquanto as demais normas adotam critério diferente, sendo os momentos calculados em relação ao centro do pilar.

Tabela 5.3 – Relação M/V empregadas no cálculo das normas.

Modelo	Relação $P1/P2$	M/V (NBR e EC2)	M/V (ACI)
L8	2	0,360	0,260
L9	1	0,433	0,333
L10	0,5	0,525	0,425
L11	0,5	0,525	0,425
L12	0,5	0,525	0,425

Serão apresentadas da Tabela 5.4 à Tabela 5.7 e da Figura 5.1 à Figura 5.4 comparações entre as estimativas das normas apresentadas (NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001) e os resultados de carga última obtidos experimentalmente no ensaio de cada laje.

Tabela 5.4 – Cargas últimas de punção pela NBR 6118:2003 para todas as lajes

Modelos	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u / V _d
L8	2	27,94	70,25	13,97	31,40	69,85	179,7	2,57
L9	1	20,86	51,25	20,86	48,30	62,59	158,6	2,53
L10	0,5	14,19	34,50	28,38	57,80	56,76	134,6	2,37
L11	0,5	15,00	38,3	29,99	73,80	59,99	158,2	2,64
L12	0,5	15,25	36,85	30,50	75,80	61,00	157,3	2,58

P1_{Est} e P2_{Est} : cargas estimadas de ruptura para P1 e P2;

P1_u e P2_u : cargas últimas de ensaio;

V_d : carga de projeto estimada de ruptura da laje;

V_u : carga última de ensaio.

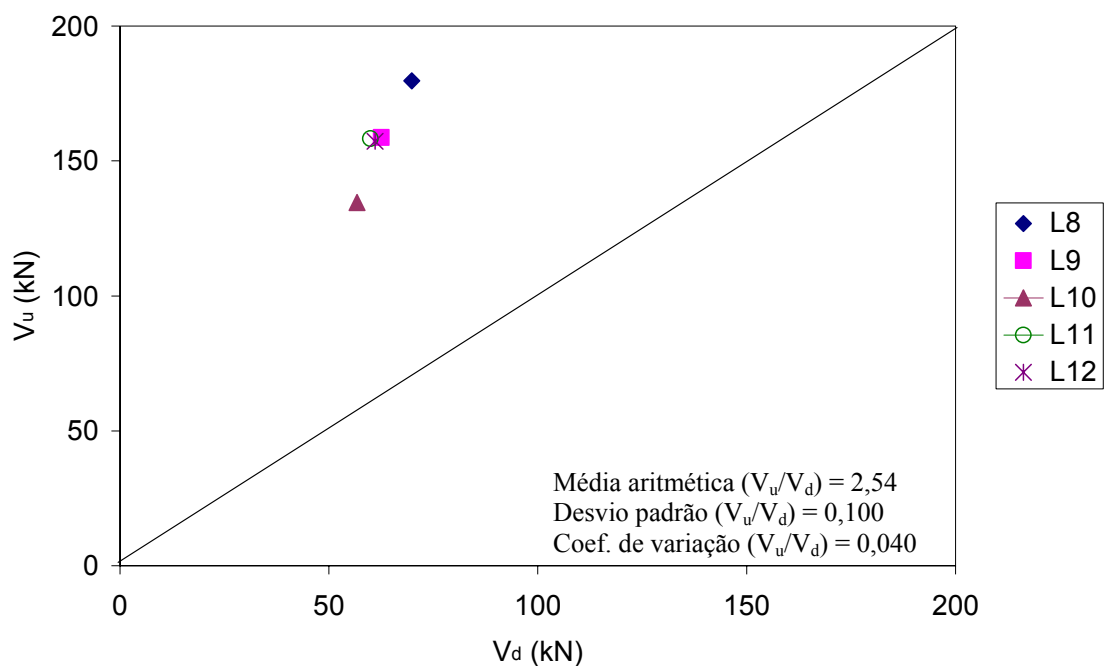


Figura 5.1 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pela NBR 6118:2003 para todas as lajes.

Tabela 5.5 – Cargas últimas de punção pelo ACI 318M-02 para todas as lajes.

Modelos	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u / V _d
L8	2	38,26	70,25	19,13	31,40	95,64	179,7	1,88
L9	1	27,79	51,25	27,79	48,30	83,36	158,6	1,90
L10	0,5	18,47	34,50	36,94	57,80	73,87	134,6	1,82
L11	0,5	19,64	38,3	39,28	73,80	78,57	158,2	2,01
L12	0,5	20,06	36,85	40,11	75,80	80,22	157,3	1,96

P1_{Est} e P2_{Est} : cargas estimadas de ruptura para P1 e P2;

P1_u e P2_u : cargas últimas de ensaio;

V_d : carga de projeto estimada de ruptura da laje;

V_u : carga última de ensaio.

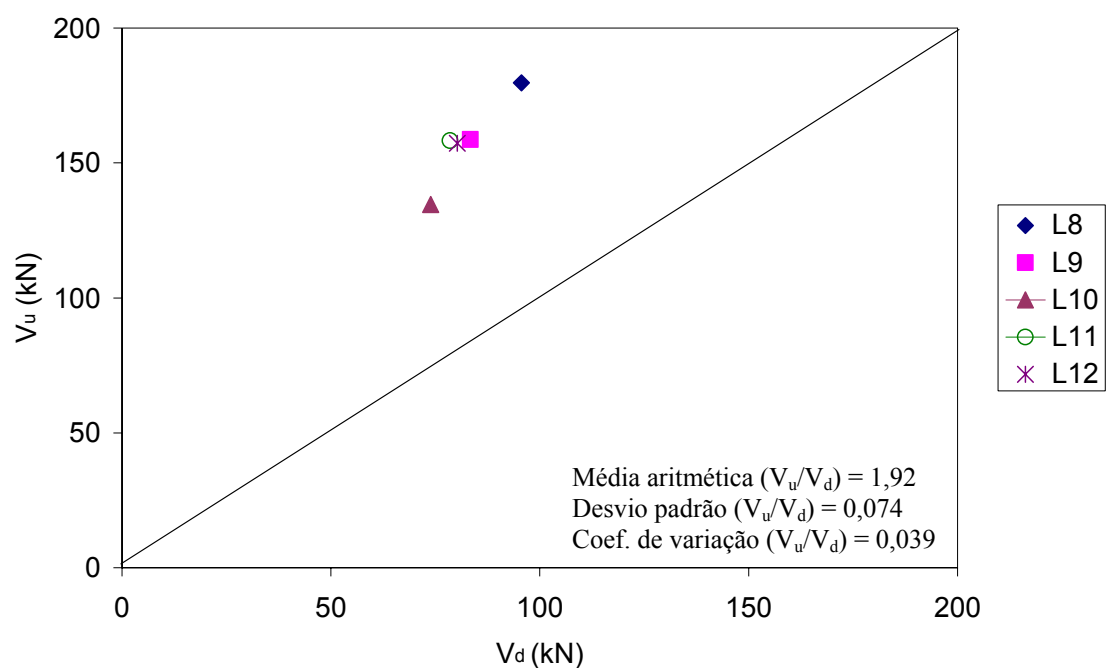


Figura 5.2 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pelo ACI 3318M-02 para todas as lajes.

Tabela 5.6 – Cargas últimas de punção pelo ACI 318M-02* para todas as lajes.

Modelos	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u / V _d
L8	2	55,30	70,25	27,65	31,40	138,25	179,7	1,30
L9	1	39,87	51,25	39,87	48,30	119,61	158,6	1,33
L10	0,5	28,34	34,50	56,69	57,80	113,38	134,6	1,18
L11	0,5	26,28	38,3	52,55	73,80	105,11	158,2	1,50
L12	0,5	25,89	36,85	51,79	75,80	103,58	157,3	1,71

P1_{Est} e P2_{Est} : cargas estimadas de ruptura para P1 e P2;

P1_u e P2_u : cargas últimas de ensaio;

V_d : carga de projeto estimada de ruptura da laje;

V_u : carga última de ensaio.

* Desconsiderando as restrições de resistência do concreto.

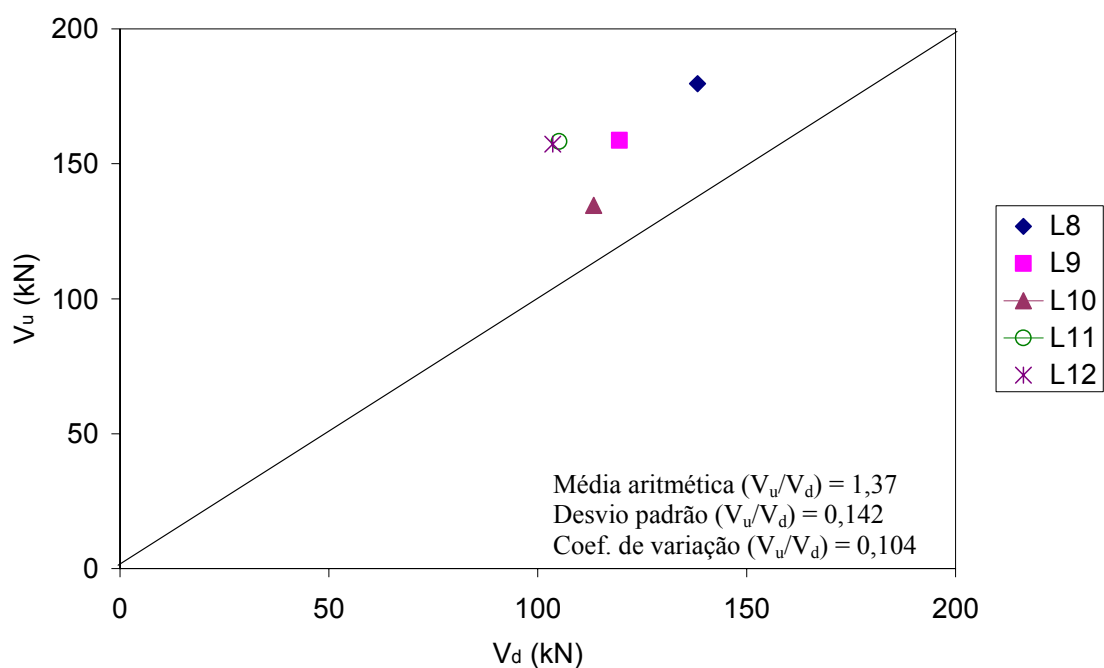


Figura 5.3 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pelo ACI 3318M-02* para todas as lajes.

Tabela 5.7 – Cargas últimas de punção pelo EUROCODE 2:2001 para todas as lajes.

Modelos	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u / V _d
L8	2	28,94	70,25	14,47	31,40	72,34	179,7	2,48
L9	1	21,98	51,25	21,98	48,30	65,93	158,6	2,41
L10	0,5	11,75	34,50	23,50	57,80	47,00	134,6	2,86
L11	0,5	13,98	38,3	27,97	73,80	55,94	158,2	2,83
L12	0,5	14,36	36,85	28,72	75,80	57,44	157,3	2,74

P1_{Est} e P2_{Est} : cargas estimadas de ruptura para P1 e P2;

P1_u e P2_u : cargas últimas de ensaio;

V_d : carga estimada de ruptura da laje;

V_u : carga última de ensaio.

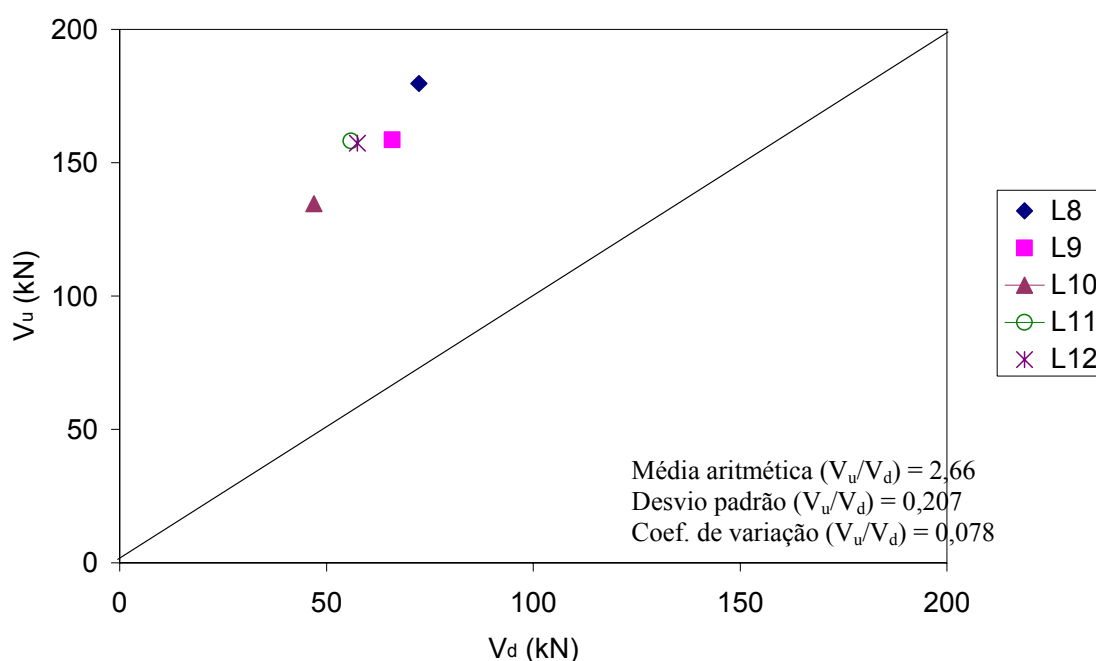


Figura 5.4 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , pelo EUROCODE 2:2001 para todas as lajes.

Percebe-se que todas as normas empregadas nesta análise se mostram menos conservadoras à medida que aumenta a relação M/V , ou seja, a transferência de momentos de extremidade para a ligação laje-pilar.

Observa-se pelos gráficos que, todas as normas, incluindo o ACI 318M-02*, se mostram mais conservadoras para a laje do modelo L8, que recebeu carregamento com relação $P1/P2$ igual a 2, ou seja, com pouca transferência de momentos para ligação

laje/pilar e que esse conservadorismo cai para a laje do modelo L10, que recebeu carregamento com relação $P1/P2$ igual a 0,5, ou seja, com maior transferência de momentos. A laje desse modelo apresentou menor conservadorismo que as lajes dos modelos L11 e L12 em virtude de ter recebido menor nível de protensão.

Dentre as normas estudadas a que teve resultados com menor dispersão foi o ACI 318M-02 seguido de perto pela NBR 6118:2003, sendo seus coeficientes de variação iguais a 0,039 e 0,040 respectivamente. Isto demonstra que essas normas estão bem calibradas para variações dos parâmetros que admitem em suas estimativas (taxa de armadura, resistência do concreto, nível de protensão, entre outras). Já a análise dos dados apresentados pelo EUROCODE 2:2001 revelou que esta norma, com coeficiente de variação de 0,078, não está com sua formulação bem calibrada para uma maior variação de seus parâmetros. O ACI 318M-02* apresentou o pior coeficiente de variação, 0,104, indicando que, apesar de seu melhor desempenho a formulação está suscetível a grandes variações de resultados com a variação de parâmetros.

Serão apresentados a seguir da Figura 5.5 à Figura 5.9 gráficos para todas as lajes dos modelos em relação à análise feita pelas normas empregadas neste trabalho.

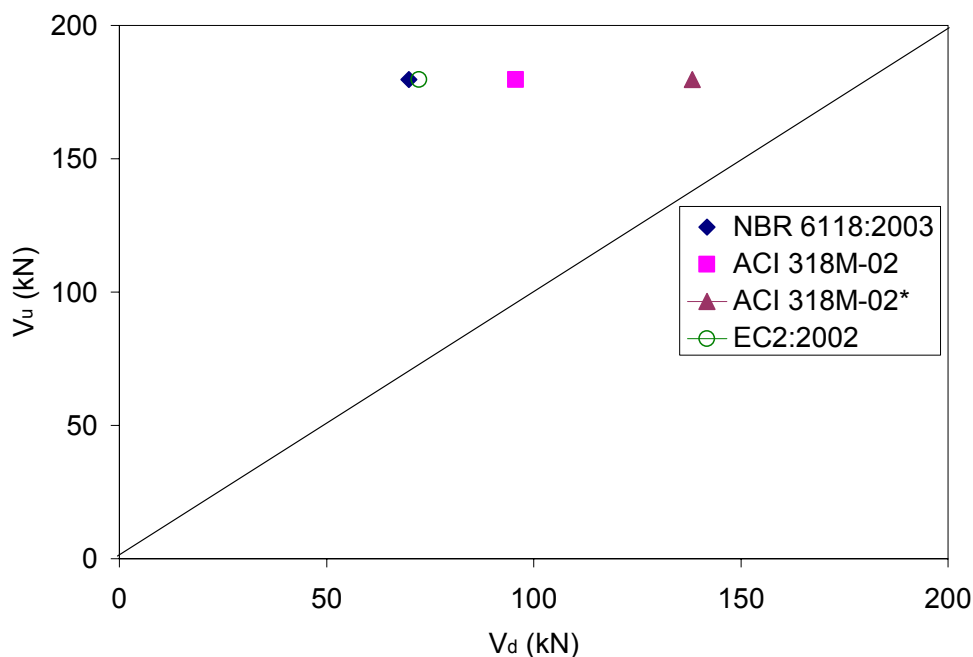


Figura 5.5 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L8 por todas as normas.

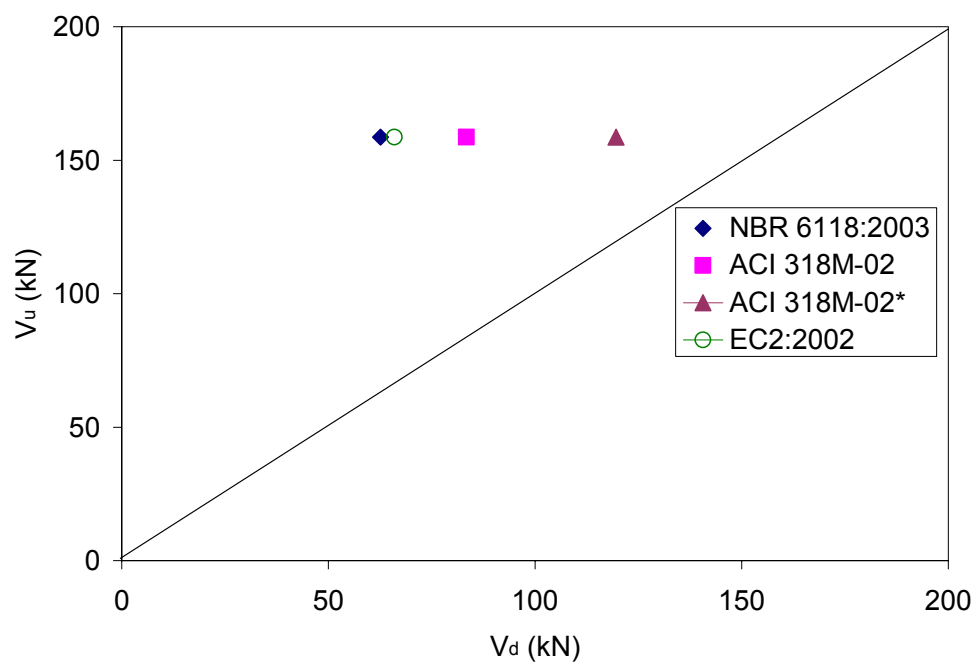


Figura 5.6 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L9 por todas as normas.

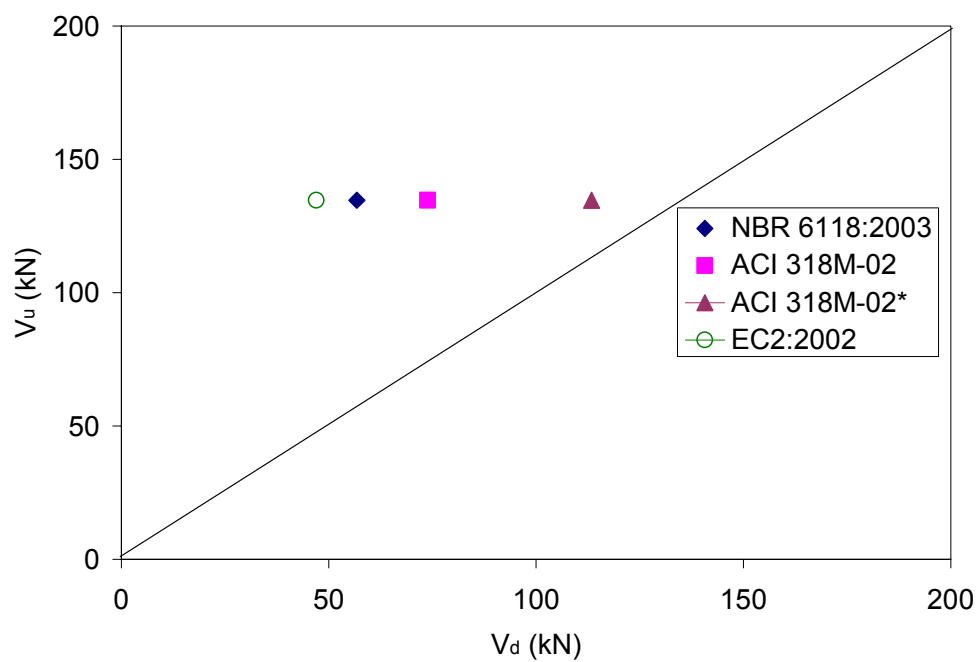


Figura 5.7 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L10 por todas as normas.

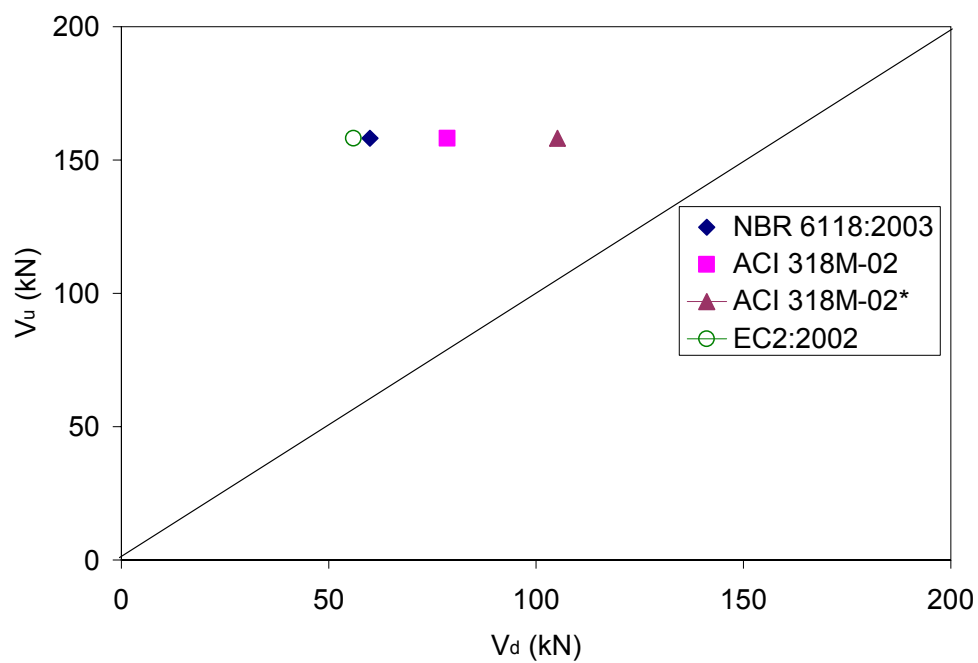


Figura 5.8 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L11 por todas as normas.

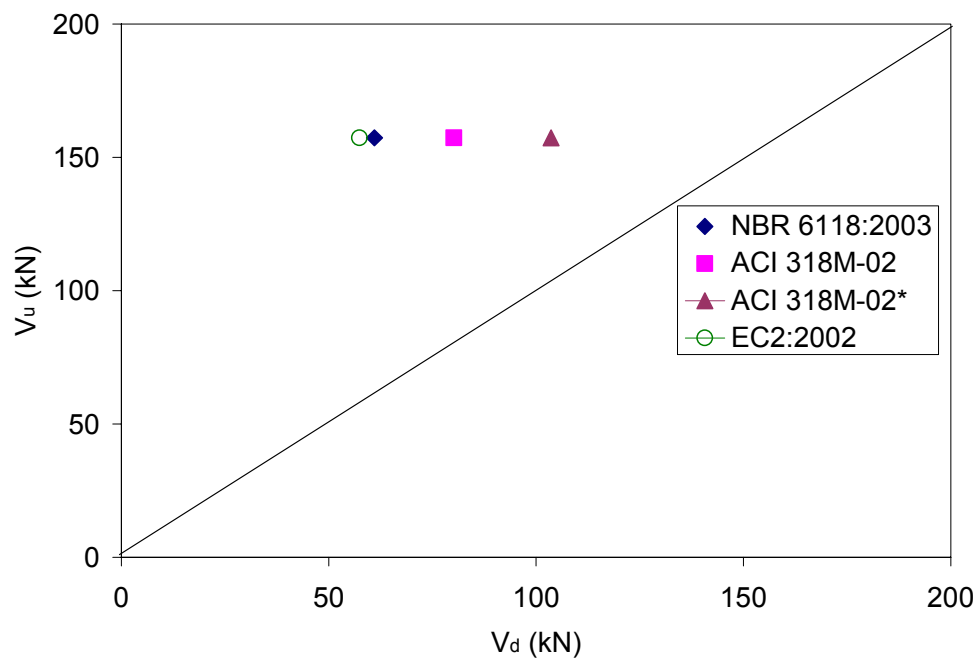


Figura 5.9 – Carga última, V_u , versus carga estimada, V_d , para a laje do modelo L12 por todas as normas.

Verifica-se pelos gráficos acima que, o ACI 318M-02, de maneira geral foi o que apresentou melhor desempenho de suas estimativas, se aproximando mais dos valores experimentais. O ACI 318M-02* (sem as restrições impostas para a resistência do concreto) teve um comportamento ainda melhor, concordando com autores que estudaram esta variação deste código anteriormente.

A norma que apresentou estimativa mais conservadora para todas as lajes foi o EUROCODE 2:2001, com exceção da modelo L8, que teve uma menor transferência de momento em função do carregamento destinado a ela ter sido preferencial na direção paralela à borda livre. Para as lajes dos modelos L10, L11 e L12 o aumento do conservadorismo se deve a uma queda na resistência à tração dos corpos de prova referentes à estes modelos.

6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

As conclusões ora apresentadas são relativas a ensaios de um pequeno número de lajes lisas protendidas com cabos não aderentes apoiadas em pilares de borda.

Foram ensaiadas 5 lajes, onde se variou nas três primeiras apenas a relação M/V e nas duas restantes se variou a taxa de armadura passiva de flexão nas direções ortogonais. Todas as lajes foram comparadas quanto à variação da força de protensão durante o ensaio, deformação das armaduras, deformação do concreto, deslocamentos verticais, carga última e modo de ruptura. Foram também comparadas as cargas de ruptura experimentais com as estimativas preconizadas pela NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001.

6.2 – CONCLUSÕES

6.2.1 – Comportamento das lajes nos ensaios

6.2.1.1 – Variação da força de protensão durante o ensaio

A laje que apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos na direção paralela à borda livre da laje foi a L8 (em média 8,4%), e na direção perpendicular à borda livre foi a L10 (em média 15,9 % para cabos de perfil parabólico).

Isto se justifica no fato de a relação de carregamento P1/P2 empregada em cada laje ser 2, preferencial na direção paralela à borda livre, para a laje L8 e 0,5, preferencial na direção perpendicular à borda livre, para a laje L10. O maior acréscimo da tensão dos cabos de protensão na laje L10 em comparação com as lajes L11 e L12, que receberam carregamento com mesma relação P1/P2, se deve ao fato desta laje ter menores taxas de armaduras passivas e ativas, o que lhe permitiu apresentar maiores deslocamentos verticais.

6.2.1.2 – Deformação das armaduras passivas e do concreto

A laje L8 que recebeu carregamento preferencial na direção paralela à borda livre (P1 maior que P2), apresentou deformações maiores nas barras monitoradas nesta direção e menores para as barras monitoradas na direção perpendicular.

Já a laje L10, que recebeu carregamento preferencial na direção perpendicular à borda livre (P2 maior que P1), teve para estas barras deformações maiores que todas as outras, inclusive, com escoamento das barras monitoradas pelos extensômetros E4 e E5, exceto na laje L12, que possuía barras de diâmetro $\varnothing 10,0$ mm nesta direção.

Independentemente da relação P1/P2 empregada no ensaio, as barras que sofreram maiores deformações foram as barras perpendiculares à borda livre que passam pelo pilar (barras monitoradas pelos extensômetros E4 e E5).

Não houve esmagamento da superfície do concreto nas regiões monitoradas em nenhuma das lajes ensaiadas. Para a laje L8, que recebeu carregamento preferencial na direção paralela à borda livre, o extensômetro que registrou as maiores deformações foi o C5, que tinha direção diagonal, em virtude da composição com o carregamento na direção perpendicular. Quando o carregamento passou a ser preferencial na direção perpendicular à borda livre os extensômetros que registraram maiores deformações da superfície do concreto foram os C2 e C3, que tinham essa mesma direção.

6.2.1.3 – Deslocamentos verticais

A laje que se apresentou mais rígida foi a laje L12 que tinha maior taxa de armadura passiva e ativa. Ela se mostrou mais rígida que a laje L11 em virtude de ter na direção preferencial do carregamento (direção perpendicular à borda livre), maior taxa de armadura passiva (barras de diâmetro de 10,0 mm).

6.2.1.4 – Carga última e modos de ruptura

Todas as lajes romperam por punção, com exceção da L10, que teve ruptura por punção combinada com flexão. As lajes que apresentaram rupturas mais bruscas foram a L8 e L11. Este comportamento da laje L8 se deve, claramente, ao carregamento empregado ($P1/P2$ igual a 2), e o comportamento da laje L11 se deve ao aumento de diâmetro da armadura na direção paralela à borda livre ($\varnothing$ 10,0 mm). A laje L11 apresentou pequenas aberturas de fissura e forte som no momento da ruptura.

A laje que teve maior carga de ruptura foi a laje L8, justificada pela menor transferência de momento e a laje que apresentou menor carga de ruptura foi a laje L10, que além de ter recebido carregamento que provocava maior relação M/V ($P1/P2 = 0,5$), possuía menor nível de protensão que as lajes L11 e L12, que receberam mesmo carregamento. Isto vem comprovar que uma maior transferência de momentos faz decair a capacidade de carga à punção por provocar um aumento das tensões de cisalhamento ao redor do pilar.

Confirma-se com os resultados apresentados que com um acréscimo das taxas de armadura passiva e ativa consegue-se um aumento da carga última à punção. Verificou-se, com as lajes L11 e L12, que mudando a direção da faixa de armadura de diâmetro 10,0 mm de paralela à borda livre da laje L11 para perpendicular na laje L12 não se obteve aumento na capacidade de carga à punção.

6.2.1.5 – Comparação entre as estimativas das normas e os resultados experimentais

As lajes foram calculadas assumindo que os dados de resistência média à compressão e à tração do concreto apresentados na Tabela 5.2 como sendo a resistência característica do concreto nos dias dos ensaios de cada modelo ($f_{cj} = f_{ck}$). Todos os coeficientes de segurança adotados por cada norma analisada foram considerados nos cálculos.

Todas as normas analisadas se mostraram a favor da segurança para as lajes ensaiadas. A norma que mais se aproximou dos resultados experimentais apresentando estimativas menos conservadoras foi o ACI 318M-02, com $V_u/V_d = 1,82$ para o modelo L10. E

como o já sugerido por outros autores como Fouch, Gamble e Sunidja (1990) e Melo (2005), a não consideração da limitação da resistência do concreto imposta por este código lhe conferiu resultados ainda menos conservadores, mas ainda a favor da segurança, com $V_u/V_d = 1,18$ também para o modelo L10.

A NBR 6118:2003 e o EUROCODE 2:2001 apresentaram estimativas para a carga de ruptura à punção muito próximas devido à suas formulações semelhantes, sendo ambas bastante conservadoras. A NBR 6118:2003, com média $V_u/V_d = 2,54$, se mostrou menos conservadora que o EUROCODE 2:2001, com média $V_u/V_d = 2,66$, em virtude de levar em conta a redução do momento resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido em relação ao centro do pilar.

6.2.1.6 – Aparato experimental utilizado

O sistema de protensão utilizado no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, com etapas de protensão e re-protensão, foi eficiente chegando a níveis de protensão desejados no programa experimental. A colocação de uma célula de carga em cada cabo de protensão foi fundamental para o conhecimento das reais forças de protensão atuantes no decorrer de todo o ensaio.

O sistema de aquisição de dados com o uso dos módulos Spider 8 e do software CATMAN 4.5 deu celeridade e comodidade à aquisição e à análise dos dados.

Nos ensaios da primeira série de lajes de VILLAYERDE e MELO (2005) não foi colocado o perfil metálico superior para fixação do conjunto laje/pilar no pórtico por dificuldades executivas. A utilização destes perfis e tirantes metálicos foi eficiente e se mostrou adequada tanto para a montagem do ensaio, propiciando um posicionamento mais fácil do pilar no pórtico e conferindo maior rigidez ao modelo durante o ensaio.

6.2.2 – Sugestões para trabalhos futuros

A pré-compressão do pilar é indicada para inibir deslocamentos do pilar no plano paralelo à borda livre causados pela dificuldade de se manter iguais as duas cargas P1 aplicadas.

Seria conveniente uma análise da influência do momento fletor na direção paralela à borda livre pelo fato de ele existir e provocar deformações na laje e por não se ter conseguido nos ensaios momentos perfeitamente equilibrados devido à diferença entre as cargas P1, embora esta não tenha sido demasiado grande.

Utilizar um outro sistema de aplicação de carga P1, de modo que se chegue a cargas com mesmo valor durante o ensaio.

Realizar ensaios variando outros parâmetros como armadura passiva, disposição dos cabos de protensão e momento desequilibrado nas duas direções ortogonais.

Realizar ensaios de ligações laje/pilar de borda e de canto com a presença de armadura de punção.

Realizar ensaios de ligações laje/pilar de borda com a presença de furos próximos ao pilar.

Realizar estudo da ligação laje/pilar de borda em Método dos Elementos Finitos para fazer uma análise paramétrica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AALAMI, Bijan, O. and BOMMER, Allan, Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors. First edition. Post-Tensioning Institute. 1999.

ACI 318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-02) and Commentary (ACI 318RM-02)**. Farmington Hills, 2002.

ALVES, F. W. **Punção em lajes cogumelo protendidas com cabos não aderentes e pilares não alinhados**, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Março, 2002.

CATMAN 4.5 **User's Manual for Windows 95/98/NT en.**

COLLINS, M. P. ; MITCHELL, D. **Prestressed concrete structures**. Prentice Hall, New Jersey, 1991.

CORDOVIL, F. A. B. **Lajes de concreto armado – Punção**. Editora UFSC, Florianópolis, 1997.

CORRÊA, G. S. **Puncionamento em lajes cogumelo protendidas com cabos não aderentes**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Março, 2000.

EUROCODE 2 – EUROPEAN STANDARD. **Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings**. European Committee for Standardization. Brussels, 2001.

FIGUEIREDO, J. R. F. **Estudo Experimental da Ruína de Ligações Laje-Pilar em casos Característicos de Cantos de Lajes-Cogumelo**. Dissertação de Mestrado,

Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Departamento de Estruturas. Dezembro, 1981.

FIP – FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTÉ.
Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundations rafts.
London, May, 1998.

FOUCH, D. A. ; GAMBLE, W. L. ; SUNIDJA, H. **Tests of post-tensioned concrete slab-edge column connections.** ACI Structural Journal – Technical Paper. Tile nº 87-S18. March – April, 1990.

GARDNER, N. J. ; REZAI, M. K. **Punching shear strength of continuous post-tensioned concrete flat plates.** ACI Material Journal, May – June, 1998, pp 272-283.

GARDNER, N. J. ; SHAO,X. **Punching shear of continuous flat reinforced concrete slabs.** ACI Structural Journal – Technical Paper. Tile nº 93-S20. March – April, 1996.

GARDNER,N. J. ; SHARIFI, H. **Punching strength of edge column slab connections of unbonded post-tensioned flat plates.** International Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs – Stockholm, 2000.

KHAN, Sami and WILLIAMS, Martin, **Post-Tensioned Concrete Floors.** First edition. Butterworth-Heinemann. 1995.

MacGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete – Mechanics and Design.** Second Edition Prentice Hall. New Jersey, 1992.

MARTINELLI, D. A. O. **Sobre a Ruína das Ligações Laje-Pilar nos Cantos de Lajes-Cogumelo.** Tese de concurso a Livre-Docência no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Estruturas. Setembro, 1974.

MELO, C. E. L. **Punção em lajes cogumelo protendidas com pilares de extremidade**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Março, 2005.

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

NBR 6118:2003 – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras em concreto armado e protendido – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

NBR 7222:1994 – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1994.

NBR 8522:1994 – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação do módulo de deformação elástica e diagrama tensão deformação – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1994.

PARK, Robert e GAMBLE, William Leo, Reinforced Concrete Slabs. Ed. John Wiley & Sons. 1998.

SILVA, R. J. C. **Punção em lajes cogumelo protendidas com cordoalhas não-aderentes e pilares de diferentes dimensões**, Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Janeiro, 2005.

SPIDER 8 Operating Manual.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto – Volume 1 – Concreto Armado**. Editora Globo. 7ª Edição. São Paulo, 1993.

TAKEYA, T. Estudo Experimental da Ruína de Ligações Laje-Pilar em Bordas de Lajes-Cogumelo. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Departamento de Estruturas. Dezembro, 1981.

VILLAYERDE, V. B. Punção em lajes cogumelo protendidas com cabos não-aderentes e pilares com pequeno desalinhamento, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Março, 2003.

VILLAYERDE, V. B. Punção em Lajes Cogumelo Protendidas com Cabos não Aderentes na Laje-Pilar de Borda, Exame de Qualificação de Doutorado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Julho, 2005.

A – EVOLUÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO DURANTE AS ETAPAS DE PROTENSÃO E RE-PROTENSÃO.

Serão apresentadas neste anexo da Tabela A.1 à Tabela A.5 as planilhas geradas pelo software CATMAN 4.5 com a evolução e variação das forças de protensão durante as etapas de protensão e re-protensão das lajes de todos os modelos.

Tabela A.1 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L8.

	PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L8					
15:42:47	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:46:15	156,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:46:49	95,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:51:14	152,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:51:21	129,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:04:47	128,6	150,1	0,0	0,0	0,0	0,0
16:05:34	128,6	90,3	0,0	0,0	0,0	0,0
16:07:12	128,6	151,5	0,0	0,0	0,0	0,0
16:07:19	128,6	128,7	0,0	0,0	0,0	0,0
16:12:45	128,5	126,9	149,6	0,0	0,0	0,0
16:13:08	128,5	126,9	98,1	0,0	0,0	0,0
16:13:59	128,5	126,9	148,7	0,0	0,0	0,0
16:14:10	128,6	126,9	131,5	0,0	0,0	0,0
16:20:16	128,5	126,8	130,4	148,9	0,0	0,0
16:21:15	128,5	126,8	130,3	99,4	0,0	0,0
16:22:19	128,5	126,8	130,3	150,3	0,0	0,0
16:22:46	128,5	126,8	130,2	131,1	0,0	0,0
16:29:51	128,5	126,8	130,1	129,9	147,3	0,0
16:30:21	128,5	126,8	130,1	129,9	107,4	0,0
16:31:20	128,5	126,8	130,1	129,9	148,6	0,0
16:31:32	128,5	126,8	130,1	129,8	128,9	0,0
16:38:41	128,9	127,4	129,8	130,5	127,9	152,0
16:39:11	128,8	127,2	129,9	130,3	127,9	111,8
16:40:01	128,9	127,4	129,8	130,4	127,9	153,3
16:40:07	128,9	127,3	129,8	130,4	127,9	135,9

Tabela A.2 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L9.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L9						
15:42:47	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:46:15	152,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:46:49	89,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:51:14	150,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:51:21	121,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:04:47	119,6	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:05:34	119,6	87,4	0,0	0,0	0,0	0,0
16:07:12	119,6	153,9	0,0	0,0	0,0	0,0
16:07:19	119,6	122,3	0,0	0,0	0,0	0,0
16:12:45	119,5	119,8	147,8	0,0	0,0	0,0
16:13:59	119,5	119,9	87,9	0,0	0,0	0,0
16:14:10	119,5	119,7	149,5	0,0	0,0	0,0
16:20:16	119,5	119,8	121,0	0,0	0,0	0,0
16:21:15	119,5	119,8	120,3	150,6	0,0	0,0
16:22:19	119,5	119,8	120,3	80,5	0,0	0,0
16:22:46	119,5	119,8	120,3	155,5	0,0	0,0
16:29:51	119,5	119,8	120,2	117,0	152,7	0,0
16:30:21	119,5	119,8	120,2	117,0	113,2	0,0
16:31:20	119,5	119,8	120,2	117,0	152,6	0,0
16:31:32	119,5	119,8	120,2	117,0	135,8	0,0
16:38:41	119,6	119,9	120,2	117,7	134,2	142,1
16:39:11	119,6	119,8	120,2	117,5	134,1	99,8
16:40:01	119,6	119,8	120,2	117,7	134,1	144,1
16:40:07	119,6	119,8	120,2	117,6	134,0	120,6

Tabela A.3 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L10.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L10						
15:42:47	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:46:15	144,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:46:49	82,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:51:14	144,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:51:21	111,9	158,8	0,0	0,0	0,0	0,0
16:04:47	111,8	94,2	0,0	0,0	0,0	0,0
16:05:34	111,8	154,7	0,0	0,0	0,0	0,0
16:07:12	111,8	128,6	144,6	0,0	0,0	0,0
16:07:19	111,8	128,4	92,1	0,0	0,0	0,0
16:12:45	111,7	128,6	146,8	0,0	0,0	0,0
16:13:08	111,7	128,2	124,9	0,0	0,0	0,0
16:13:59	111,7	128,2	123,4	142,2	0,0	0,0
16:14:10	111,7	128,2	123,4	87,9	0,0	0,0
16:20:16	111,7	128,2	123,4	141,7	0,0	0,0
16:21:15	111,7	128,2	123,4	119,1	0,0	0,0
16:22:19	111,7	128,2	123,2	118,3	149,0	0,0
16:22:46	111,7	128,2	123,2	118,3	105,5	0,0
16:29:51	111,7	128,2	123,2	118,2	142,4	0,0
16:30:21	111,7	128,2	123,2	118,2	127,6	0,0
16:31:20	112,1	128,0	123,2	118,3	126,6	152,0
16:31:32	112,0	128,0	123,1	118,3	126,6	114,2
16:38:41	112,0	128,0	123,1	118,3	126,6	147,8
16:39:11	112,0	128,0	123,1	118,3	126,6	136,2

Tabela A.4 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L11.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L11												
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15:42:47												
16:42:47	146,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	87,5	0,0										
18:42:47	146,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	121,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	120,6	148,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	120,6	85,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	120,5	143,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	120,6	124,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	120,5	122,4	148,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01:42:47	120,5	122,7	89,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
02:42:47	120,4	122,4	148,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
03:42:47	120,5	122,5	125,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
04:42:47	120,4	122,0	124,8	146,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
05:42:47	120,4	122,1	124,0	85,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
06:42:47	120,4	122,0	124,6	146,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
07:42:47	120,4	122,0	124,2	120,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
08:42:47	120,3	121,7	123,5	118,6	146,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:42:47	120,3	121,8	123,7	119,0	86,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:42:47	120,3	121,7	123,4	118,3	144,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:42:47	120,3	121,7	123,4	118,4	121,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	143,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	87,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	143,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	121,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	135,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	102,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	132,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	120,2	121,7	123,4	118,3	120,9	123,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	120,5	121,7	123,6	118,3	121,2	120,4	122,3	143,1	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	120,4	121,7	123,5	118,3	121,1	120,4	122,3	105,1	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	120,5	121,7	123,6	118,3	121,2	120,4	122,3	138,3	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	120,5	121,7	123,6	118,3	121,1	120,4	122,3	132,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	120,8	121,6	123,7	118,2	121,3	120,2	122,2	128,6	143,3	0,0	0,0	0,0
01:42:47	120,7	121,6	123,7	118,2	121,2	120,2	122,2	128,7	105,7	0,0	0,0	0,0
02:42:47	120,8	121,6	123,7	118,2	121,3	120,2	122,1	128,5	145,4	0,0	0,0	0,0
03:42:47	120,8	121,6	123,7	118,2	121,2	120,2	122,1	128,5	129,5	0,0	0,0	0,0

Tabela A.5 – Etapas de protensão e re-protensão – modelo L12.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L12												
15:42:47	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:42:47	147,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	91,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	146,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	123,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	156,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	122,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	122,1	153,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	122,1	130,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	122,0	128,4	150,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01:42:47	122,0	128,7	107,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
02:42:47	122,0	128,4	151,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
03:42:47	122,0	128,5	133,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
04:42:47	121,9	127,8	131,6	145,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
05:42:47	121,9	127,9	130,9	91,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
06:42:47	121,9	127,8	131,6	145,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
07:42:47	121,9	127,9	131,3	125,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
08:42:47	121,9	127,7	131,7	121,7	149,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:42:47	121,9	127,5	132,0	121,0	90,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:42:47	121,9	127,7	131,9	121,6	146,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:42:47	121,9	127,7	132,0	121,4	128,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12:42:47	121,8	127,7	132,2	121,4	127,3	146,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13:42:47	121,8	127,7	132,2	121,4	127,3	83,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:42:47	121,8	127,7	132,2	121,4	127,3	142,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:42:47	121,8	127,7	132,2	121,4	127,3	119,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:42:47	121,8	127,7	132,4	121,3	127,1	117,7	141,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	121,8	127,7	132,4	121,3	127,1	117,7	103,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	121,8	127,7	132,4	121,3	127,1	117,7	138,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	121,8	127,7	132,4	121,3	127,1	117,7	124,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	122,0	127,9	132,6	121,0	127,4	117,7	146,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	121,9	127,8	132,6	121,1	127,2	117,7	107,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	122,0	127,9	132,6	121,0	127,3	117,7	141,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	121,9	127,9	132,6	121,0	127,3	117,7	129,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	122,3	128,0	132,6	120,8	127,6	117,5	143,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01:42:47	122,2	127,9	132,6	120,9	127,5	117,6	108,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
02:42:47	122,2	128,0	132,6	120,8	127,6	117,5	140,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
03:42:47	122,2	128,0	132,6	120,8	127,5	117,5	130,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

B – DADOS DA EVOLUÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO DOS CABOS DE TODOS OS MODELOS DURANTE OS ENSAIOS

Serão apresentadas da Tabela B.1 à Tabela B.5, também geradas pelo software CATMAN 4.5, a evolução das forças de protensão em cada cabo dos modelos ensaiados. Os cabos estão organizados, da esquerda para a direita em ordem numérica admitindo a numeração dada aos cabos no Capítulo 3.

Os valores em vermelho são leituras feitas após o rompimento das lajes dos modelos. Observe-se a queda da força de protensão dos cabos que passam pelo perímetro crítico.

Tabela B.1 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L8.

C1	C2	C3	C4	C5	C6
kN	kN	kN	kN	kN	kN
128,9	126,9	129,4	130,9	127,6	133,4
128,9	126,8	129,6	130,9	127,6	133,5
128,8	126,7	129,9	130,9	127,8	133,7
128,8	126,9	130,3	130,9	128,0	134,2
128,8	127,4	130,8	130,8	128,4	135,1
128,8	128,2	131,6	130,8	129,0	136,2
128,8	129,5	132,8	130,8	130,2	137,8
128,9	131,4	134,3	130,8	131,4	139,4
128,9	133,3	136,0	130,7	132,8	141,4
128,9	135,9	138,1	130,8	134,4	143,5
129,1	139,7	140,9	130,8	136,4	146,5
129,3	57,0	76,9	139,4	129,0	128,2

Tabela B.2 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L9.

C1	C2	C3	C4	C5	C6
kN	kN	kN	kN	kN	kN
119,2	119,8	120,2	117,6	132,6	117,5
119,2	120,2	120,7	117,7	132,7	117,5
119,1	120,5	120,9	117,7	132,8	117,6
119,1	120,8	121,3	117,6	132,9	117,8
119,1	121,3	121,9	117,6	133,1	118,1
119,2	121,9	122,6	117,4	133,4	118,5
119,1	123,6	124,2	117,4	133,8	119,9
119,2	124,5	125,4	117,4	134,2	120,5
119,1	125,6	126,6	117,4	134,9	121,6
119,0	127,2	128,2	117,4	135,4	122,9
119,1	128,6	129,6	117,4	136,2	123,9
119,1	129,9	130,9	117,4	136,7	124,7
119,2	133,7	134,7	117,6	137,8	126,6
119,2	107,1	108,1	117,3	135,4	122,0

Tabela B.3 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L10.

C1	C2	C3	C4	C5	C6
kN	kN	kN	kN	kN	kN
127,0	134,5	123,0	148,9	126,5	153,3
127,0	134,6	123,0	148,7	126,4	152,8
127,0	134,8	123,1	148,7	126,4	152,7
127,0	134,9	123,1	148,7	126,4	152,7
127,0	135,2	123,3	148,6	126,5	152,6
127,0	135,8	123,6	148,5	126,5	152,6
127,0	136,7	124,3	148,5	126,6	152,7
127,0	138,0	125,4	148,4	126,6	153,0
127,0	140,0	127,1	148,3	126,7	153,8
127,0	142,1	129,0	148,2	127,0	154,5
127,0	143,4	130,2	148,2	127,2	155,0
127,0	145,4	131,9	148,2	127,4	155,8
127,0	147,6	133,8	148,2	127,7	156,5
127,1	152,1	137,6	148,2	128,5	157,8
127,1	156,9	141,7	148,2	128,8	158,6
127,1	131,3	124,0	148,4	128,4	154,8

Tabela B.4 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L11.

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
120,7	121,5	123,6	117,9	121,0	120,1	-122,0	128,0	127,8
120,7	121,6	123,7	118,2	121,3	120,1	-122,0	128,1	127,9
120,7	121,7	123,8	118,4	121,5	120,1	-122,0	128,1	128,0
120,7	121,8	123,9	118,5	121,6	120,0	-122,1	128,1	128,0
120,7	121,9	124,0	118,8	121,7	120,0	-122,1	128,2	128,1
120,7	122,0	124,1	119,0	121,9	120,0	-122,2	128,2	128,1
120,7	122,2	124,4	119,3	122,2	120,0	-122,2	128,3	128,2
120,7	122,7	124,8	119,8	122,7	120,0	-122,3	128,4	128,4
120,8	123,2	125,4	120,4	123,3	119,9	-122,4	128,5	128,6
120,8	123,4	125,7	120,7	123,7	119,9	-122,5	128,7	128,8
120,8	123,7	126,1	121,0	124,1	119,9	-122,6	128,8	129,0
120,8	124,2	126,6	121,6	124,7	119,9	-122,7	129,0	129,2
120,8	124,9	127,4	122,3	125,4	119,9	-122,8	129,4	129,5
120,8	125,8	128,3	123,3	126,2	119,9	-123,0	129,9	130,0
120,9	126,8	129,6	124,6	127,2	119,9	-123,2	130,4	130,5
120,9	127,7	130,7	125,8	128,0	119,8	-123,3	130,9	130,9
120,9	128,7	131,8	126,9	128,7	119,9	-123,5	131,4	131,5
121,0	130,3	133,8	128,9	129,9	119,8	-123,9	132,2	132,1
120,9	113,0	114,1	106,6	113,3	119,9	-123,9	132,5	129,7

Tabela B.5 – Variação da força de protensão nos cabos – modelo L12.

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
122,1	127,8	132,7	120,7	127,0	117,4	-123,1	127,3	128,6
122,1	127,7	132,8	121,0	127,0	117,4	-123,1	127,3	128,6
122,1	127,6	133,0	121,4	126,9	117,4	-123,1	127,4	128,7
122,1	127,5	133,1	121,6	126,8	117,4	-123,2	127,4	128,6
122,1	127,5	133,4	121,8	126,7	117,4	-123,2	127,4	128,6
122,1	127,4	133,7	122,2	126,6	117,4	-123,2	127,5	128,6
122,1	127,4	134,0	122,7	126,5	117,4	-123,2	127,6	128,7
122,1	127,3	134,6	123,1	126,6	117,4	-123,2	127,6	128,7
122,1	127,4	135,3	123,5	127,0	117,3	-123,3	127,9	128,8
122,1	127,4	135,7	123,8	127,2	117,4	-123,4	128,1	128,9
122,1	127,5	136,1	124,0	127,5	117,3	-123,5	128,3	129,0
122,1	127,7	136,6	124,2	127,9	117,3	-123,6	128,6	129,2
122,1	128,2	137,2	124,7	128,4	117,3	-123,7	129,0	129,5
122,1	128,7	137,9	125,2	129,0	117,3	-123,8	129,4	129,8
122,1	129,5	138,9	126,2	130,1	117,3	-124,0	129,9	130,3
122,1	130,1	139,7	127,1	130,9	117,3	-124,1	130,4	130,6
122,1	130,6	140,6	128,1	131,8	117,3	-124,3	130,9	131,1
122,1	131,3	141,8	129,3	132,8	117,3	-124,5	131,7	131,7
122,2	132,3	143,2	131,0	133,9	117,3	-124,8	132,3	132,3
122,1	105,3	106,1	92,6	104,6	117,4	-123,4	128,0	126,1

C – VALORES DAS DEFORMAÇÕES DAS BARRAS DA ARMADURA PASSIVA INSTRUMENTADAS E DO CONCRETO

Da Tabela C.1 à Tabela C.5 serão apresentados os valores das deformações sofridas pelas barras da armadura passiva instrumentadas e da superfície do concreto capturadas pelo software CATMAN 5.4 em conjunto com os 5 módulos Spider 8, que compunham o sistema de aquisição de dados.

Os valores apresentados para as deformações das barras da armadura passiva já são a média entre os valores coletados pelos dois extensômetros colados em cada uma e a primeira leitura foi feita após a conclusão da etapa de protensão. Novamente, os valores em vermelho são referentes a uma leitura feita logo após a ruptura das lajes dos modelos. As deformações são apresentadas em 10^{-6} e as cargas aplicadas são apresentadas em kN.

Tabela C.1 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L8.

Estágios																
P1	P1	P2	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Depois da Prot																
12,4	12,4	4,8	-17,3	-81,4	-139,7	-198,4	-264,8	-196,5	-103,3	-83,7	-81,8	-99,2	-106,6	-35,8	-60,6	15,6
20,9	20,9	10,4	26,4	2,3	-35,0	-77,3	-141,0	-125,1	3,2	16,8	-181,0	-205,8	-215,9	-121,3	-189,2	-47,8
30,2	30,2	15,1	68,2	90,5	66,4	57,8	1,4	-40,0	126,5	123,3	-254,5	-290,3	-303,2	-207,6	-300,4	-118,5
35,2	35,0	17,4	176,5	273,0	250,2	359,9	311,2	123,8	362,2	361,7	-366,5	-422,6	-430,9	-328,0	-481,4	-192,0
40,4	40,2	20,1	257,5	423,6	439,1	672,9	622,0	468,2	667,9	655,6	-373,9	-521,8	-551,2	-463,9	-681,6	-274,7
45,2	45,1	22,7	350,3	573,7	695,7	1043,7	952,7	881,7	1027,8	1024,6	-452,0	-629,3	-706,4	-589,8	-908,6	-347,3
50,4	49,8	25,0	572,4	854,0	1223,4	1523,7	1347,2	1309,0	1381,8	1562,4	-489,6	-757,0	-910,4	-689,0	-1217,2	-271,0
55,2	54,7	27,4	753,4	1096,0	1737,1	2054,7	1725,3	1686,6	1678,0	2101,5	-536,5	-877,3	-1069,3	-761,6	-1533,2	-328,0
59,7	59,4	30,8	899,0	1414,5	2126,6	2442,8	2081,5	2071,5	2036,0	2553,8	-537,4	-917,7	-1182,3	-854,4	-1851,1	-381,2
65,0	64,7	31,4	1085,6	1798,1	2602,5	2944,2	2515,1	2498,7	2425,9	2961,0	-565,9	-996,7	-1329,3	-909,5	-2223,2	-362,9
70,5	70,0	31,4	1251,2	1965,5	2814,5	9067,7	6222,3	3091,1	3041,1	1605,2	-552,1	-1018,8	-1432,2	-979,3	-2658,6	-295,8
70,5	70,0	31,4	1863,6	354,0	-79,2	5424,7	15259,0	2804,9	6378,3	4909,2	-134,1	-197,5	-605,4	-715,6	-1073,0	-290,3

Tabela C.2 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L9.

Estágios		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4	C5	C6
P1 E	P1 D	P2													
Depois da Protensão															
11,6	11,8	10,2	-53,7	-91,0	-188,8	-415,4	-406,7	-106,0	-136,9	-126,5	-76,2	-100,1	-26,6	-38,6	-13,8
15,1	15,3	15,2	32,8	93,3	46,9	-105,6	-110,1	-31,8	11,4	9,1	-236,1	-241,6	-111,2	-224,2	-75,3
20,1	20,4	20,3	81,0	199,7	206,1	127,4	105,1	30,5	101,0	95,1	-301,3	-303,2	-147,0	-325,2	-100,1
27,8	27,9	25,4	136,5	318,0	392,2	430,9	388,5	116,9	232,9	216,6	-379,4	-375,7	-199,3	-443,7	-136,9
29,8	29,8	30,4	216,6	474,1	637,9	837,2	768,0	230,7	427,2	399,9	-474,9	-469,4	-267,3	-602,6	-192,9
35,4	35,5	35,1	313,9	622,4	855,8	1197,0	1098,3	328,5	556,9	517,8	-562,2	-565,9	-230,6	-755,1	-202,1
37,0	37,2	37,8	517,8	957,7	1297,6	1788,5	1726,2	629,7	931,8	916,8	-733,1	-719,3	-203,9	-1068,4	-246,2
41,5	41,6	39,0	635,1	1160,6	1536,5	2106,5	2049,7	697,9	1079,2	1115,6	-816,7	-779,0	-192,9	-1216,3	-249,9
42,4	42,8	43,3	746,2	1384,0	1797,2	2520,6	2323,6	836,7	1329,9	1455,5	-886,5	-836,0	-246,2	-1378,0	-285,7
45,3	45,6	45,7	753,4	1865,9	2429,6	8852,0	2841,8	837,2	1534,6	1879,1	-951,7	-897,5	-260,0	-1535,1	-285,7
46,5	46,7	47,2	789,8	2204,4	2764,4	6399,7	6412,0	924,5	1753,0	2183,9	-1006,9	-930,6	-290,3	-1692,2	-288,5
49,9	50,6	47,7	838,1	2441,4	3046,5	5921,1	14525,1	1007,8	1885,0	2371,8	-1045,4	-935,2	-297,6	-1807,0	-254,5
51,2	51,3	48,3	847,2	2746,2	9403,5	5479,3	-11374,9	1040,5	2037,8	2551,1	-978,4	-907,6	-338,1	-1976,0	-98,3
			222,0	809,4	5940,2	3919,2	-12646,1	-98,3	725,2	1498,2	-102,9	-545,7	305,0	-303,2	275,6

Tabela C.3 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L10.

Estágios			E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4	C5	C6
P1 E	P1 D	P2														
Depois da Protensão			-19,1	-78,3	-130,1	-284,8	-284,8	-162,9	-131,9	-110,6	-45,0	-69,8	-83,6	-16,5	-47,8	20,2
6,0	7,0	10,4	21,8	-10,0	-23,7	-130,1	-130,1	-140,6	-83,3	-54,6	-140,6	-192,9	-214,0	-65,2	-185,6	-31,2
8,1	8,6	20,5	73,7	132,9	153,3	77,8	33,7	-133,3	-41,9	-20,0	-213,1	-309,6	-344,5	-77,2	-300,4	-41,3
10,4	10,7	20,6	84,6	161,1	191,5	115,1	71,4	-121,5	-21,8	-1,8	-233,3	-327,0	-367,5	-96,5	-326,1	-57,0
13,5	13,4	25,1	160,2	317,6	372,6	316,2	284,4	-106,5	25,9	45,5	-284,8	-401,5	-448,3	-114,8	-423,5	-78,1
15,5	15,1	30,4	271,2	543,2	635,1	603,3	569,6	-115,1	53,7	96,0	-358,3	-490,6	-567,7	-98,3	-521,8	-90,9
17,7	17,3	35,0	362,2	844,4	995,5	994,1	969,6	-117,4	110,6	178,8	-451,1	-614,6	-740,4	-30,3	-638,5	-84,5
21,0	19,4	40,6	428,6	1083,8	1372,7	1507,3	1451,8	78,3	242,5	301,6	-531,0	-732,2	-942,5	155,3	-838,7	-80,8
22,6	21,9	45,7	472,3	1358,6	1789,4	2096,5	1979,6	328,0	379,0	496,4	-632,0	-940,7	-1153,8	317,9	-936,1	-68,0
24,6	23,8	50,6	481,4	1668,9	2340,9	2686,2	2487,4	502,7	480,5	859,9	-738,6	-1088,6	-1323,8	371,1	-974,7	21,1
26,1	25,4	52,6	481,4	1857,2	2655,7	3161,2	2782,6	607,8	576,0	1009,1	-825,0	-1186,9	-1437,7	378,5	-1025,2	170,9
28,0	27,8	55,4	484,1	2131,1	4335,5	12466,4	3583,4	758,9	725,2	1114,7	-927,8	-1276,9	-1527,7	426,3	-1126,3	302,2
28,8	28,0	57,7	495,9	2482,4	16859,1	12020,5	10833,9	866,3	856,7	1183,4	-1047,3	-1349,5	-1593,0	504,3	-1231,9	377,6
29,1	28,2	60,2	563,3	2728,9	21735,6	15110,7	9026,3	1108,3	1120,6	1319,0	-1162,1	-1411,1	-1707,8	539,3	-1491,9	438,2
33,5	33,1	57,8	667,9	2651,6	22204,7	14638,0	5585,3	1303,5	1361,3	1474,6	-1162,1	-1428,5	-1947,6	687,2	-1846,5	393,2
35,1	33,9	57,8	-904,5	1146,5	17428,8	9929,9	4646,2	-174,7	131,9	557,3	-474,0	-935,2	-1479,0	248,0	-1480,0	-156,2

Tabela C.4 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L11.

Estágios		P1 E	P1 D	P2	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4	C5	C6
	Depois da Protensão				-103,7	-243,4	-335,3	-423,1	-472,7	-305,7	-152,9	-238,9	-93,7	-123,1	-143,3	-7,3	-100,1	21,1
5,9	6,2	11,5			-44,6	-153,3	-203,8	-272,1	-290,3	-289,8	-151,1	-193,4	-192,0	-249,9	-275,6	-34,9	-233,3	-3,7
10,9	11,0	20,9			16,4	-62,3	-71,4	-115,6	-82,8	-263,4	-164,2	-136,5	-283,9	-360,1	-382,2	-71,7	-364,7	-31,2
13,1	13,2	25,8			50,0	-10,5	-1,8	-21,4	126,5	-251,6	-147,0	-103,3	-331,6	-413,4	-432,7	-91,9	-440,0	-44,1
16,1	16,1	32,1			134,7	111,0	173,8	144,7	262,1	-232,0	-145,6	-69,2	-403,3	-504,3	-513,5	-113,0	-534,7	-61,6
18,2	18,0	35,2			195,6	196,5	276,6	264,8	566,9	-216,6	-128,8	-41,9	-450,1	-559,5	-564,1	-128,6	-600,8	-73,5
20,8	20,5	40,6			298,5	372,6	463,2	484,1	932,2	-197,9	-129,2	17,7	-523,6	-647,7	-650,4	-140,6	-695,4	-88,2
23,2	22,8	45,6			435,9	599,7	682,9	737,1	1107,4	-160,2	-121,0	107,4	-606,3	-749,6	-755,1	-147,0	-806,6	-92,8
26,1	25,7	50,1			578,7	819,9	906,8	1022,3	1668,9	-74,2	-89,6	229,8	-696,3	-866,3	-881,9	-159,8	-939,8	-100,1
26,7	26,3	52,9			658,8	936,8	1031,4	1179,8	1589,2	-19,6	-59,1	278,4	-743,2	-933,4	-961,8	-165,4	-1016,0	-91,9
27,9	27,6	55,1			738,0	1052,4	1157,9	1336,7	2244,4	40,9	-26,4	354,4	-786,4	-1002,3	-1041,8	-201,2	-1087,7	-90,9
29,2	29,0	57,7			824,4	1196,6	1326,3	1567,8	1690,7	107,4	18,7	447,2	-837,8	-1082,2	-1139,1	-223,2	-1202,5	-85,4
30,7	30,5	60,6			921,8	1365,4	1566,5	1844,0	2001,0	194,3	79,6	576,9	-887,4	-1174,0	-1256,7	-151,6	-1340,3	-69,8
31,4	31,1	62,7			953,6	1593,3	1892,2	2145,7	2283,1	318,9	113,7	729,3	-892,0	-1247,5	-1378,9	125,9	-1336,7	116,7
33,0	32,8	65,2			1059,2	1821,7	2163,4	2414,1	2512,4	472,3	154,7	827,1	-772,6	-1274,2	-1474,4	412,5	-1396,4	204,9
33,9	33,7	68,0			1180,2	1993,7	2397,3	2738,5	2803,6	589,2	188,4	904,0	-762,5	-1333,9	-1622,4	572,3	-1503,8	232,4
35,8	35,5	70,2			1284,9	2146,1	2607,9	3991,5	3082,0	716,1	227,5	974,1	-778,1	-1389,9	-1730,8	689,0	-1603,1	220,5
36,4	36,2	72,5			1780,8	2508,3	3347,3	1988,7	8853,8	877,2	244,3	990,9	-566,8	-1603,1	-1946,6	1169,5	-1491,0	185,6
38,7	37,9	73,8			935,4	1629,7	7285,1	1087,8	10838,0	-172,4	178,8	244,8	-752,4	3323,7	-828,6	1826,3	-1307,3	-57,0

Tabela C.5 – Deformações da armadura passiva e do concreto – modelo L12.

Estágios			P1 E	P1 D	P2	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Depois da Protensão			-18,2	4,5	-241,1	-319,8	-364,0	-360,3	-293,9	-210,7	-178,4	-65,2	-132,3	-154,3	-25,7	-168,1	39,5		
5,6	6,4	10,1	4,5	-166,5	-225,7	-260,2	-248,9	-271,6	-182,0	-138,8	-149,7	-245,3	-288,5	-71,7	-306,8	4,6			
12,0	12,5	20,0	30,0	-77,8	-116,9	-159,2	-126,0	-242,5	-142,9	-89,2	-239,8	-376,7	-429,0	-123,1	-447,4	-33,1			
13,9	14,1	25,2	42,8	-30,9	-60,5	-96,9	-54,1	-233,9	-134,2	-71,4	-280,2	-441,0	-495,2	-139,6	-508,0	-39,5			
14,9	15,1	30,4	57,3	20,0	0,5	-21,8	46,9	-223,4	-126,5	-53,2	-316,9	-504,3	-555,8	-149,7	-565,9	-40,4			
18,0	18,3	35,2	81,0	116,9	89,2	100,1	215,2	-187,5	-84,6	-17,3	-373,0	-590,7	-643,1	-181,9	-651,3	-57,0			
20,4	20,4	40,2	141,0	245,2	208,4	257,5	411,3	-145,1	-36,4	29,1	-432,7	-689,0	-739,5	-202,1	-738,6	-59,7			
22,8	22,9	45,0	228,4	370,8	352,2	464,5	634,7	-71,9	56,0	112,8	-494,2	-782,7	-843,3	-237,9	-877,3	-61,6			
24,9	24,9	50,5	374,9	540,5	549,2	739,3	908,6	27,3	139,7	209,7	-568,7	-918,7	-994,9	-200,3	-983,0	-45,0			
26,9	26,9	52,6	444,1	648,3	667,5	906,3	1065,6	111,0	217,0	288,0	-614,6	-1000,4	-1091,4	-185,6	-1051,9	-44,1			
27,5	27,6	55,0	504,1	729,3	767,1	1049,2	1201,6	163,8	267,5	338,0	-647,7	-1067,5	-1171,3	-148,8	-1084,9	-17,5			
28,6	28,8	57,5	573,3	831,7	894,0	1223,4	1363,6	228,9	332,1	405,4	-686,2	-1151,1	-1268,7	-151,6	-1124,4	-12,9			
30,3	30,2	59,9	618,8	980,0	1080,1	1467,8	1571,5	277,5	383,5	469,5	-732,2	-1259,5	-1399,1	-109,3	-1150,2	28,5			
31,5	31,5	62,4	676,1	1130,2	1242,5	1697,1	1760,3	317,6	431,8	520,5	-720,2	-1370,6	-1530,5	-47,8	-1175,0	42,3			
32,6	32,6	65,3	782,6	1375,8	1389,0	1897,3	1898,2	418,1	491,4	596,9	-609,1	-1455,2	-1668,3	88,2	-1258,6	79,9			
34,0	33,9	67,6	849,0	1551,9	1531,0	2090,2	2069,7	522,8	557,8	702,9	-604,5	-1549,8	-1751,0	198,4	-1296,2	80,8			
35,1	34,8	70,1	904,5	1709,3	1643,8	2288,5	2234,8	652,4	641,5	803,9	-596,2	-1782,2	-1846,5	322,4	-1333,0	91,9			
37,1	37,1	72,8	985,5	1881,3	1774,4	2522,4	2395,9	864,9	763,5	928,2	-589,8	-2049,5	-1984,3	385,8	-1361,5	93,7			
36,9	36,8	75,8	1037,3	2072,4	1995,1	2966,4	2706,7	1078,7	844,4	1015,5	-565,0	-2473,0	-1896,1	340,8	-1406,5	97,4			
36,9	36,8	75,8	175,6	-101,9	-319,4	-131,0	-298,9	-353,1	233,4	501,4	-710,1	-2461,1	-995,8	2259,9	358,3	2,8			

D – EVOLUÇÃO DOS VALORES DOS DESLOCAMENTOS DOS PONTOS DAS LAJES E DO PILAR MONITORADOS

Serão apresentados da Tabela D.1 à Tabela D.5 os valores das deflexões lidos nos defletômetros para cada passo de carga. São apresentados em cada tabela os valores registrados pelos indicadores que marcavam a carga aplicada (em kN) em cada macaco de aplicação de carga.

Tabela D.1 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L8.

Estágios			FLECHAS												
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Antes da Prot			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Depois da Prot			0,13	0,01	-0,08	0,16	0,10	0,36	-0,09	-0,04	-0,05	-0,44	-1,55	0,03	-0,01
12,4	12,4	4,8	1,00	1,47	2,03	1,31	1,00	2,41	0,76	1,02	1,71	1,81	2,49	0,48	2,45
20,9	20,9	10,4	1,50	2,37	3,28	2,13	2,31	4,37	1,33	1,85	2,84	3,17	6,35	0,69	5,07
30,2	30,2	15,1	2,17	3,81	5,29	3,13	4,38	5,83	2,00	2,85	4,27	4,15	9,33	0,98	6,07
35,2	35,0	17,4	2,74	4,88	7,04	4,19	6,29	10,40	2,89	4,50	6,39	6,31	11,84	1,70	8,02
40,4	40,2	20,1	3,40	6,12	8,95	4,90	8,53	13,81	3,80	5,97	8,95	8,90	14,83	2,56	12,32
45,2	45,1	22,7	3,81	6,95	10,17	5,54	10,19	16,29	4,22	7,01	10,75	10,03	16,87	2,71	14,49
50,4	49,8	25,0	4,10	7,66	11,14	6,95	11,89	18,84	4,61	8,16	12,52	11,23	18,77	2,84	16,85
55,2	54,7	27,4	4,32	8,23	12,22	7,70	13,46	24,77	4,98	9,39	14,26	12,50	20,72	2,92	19,18
59,7	59,4	30,8	4,49	8,84	13,32	8,43	15,19	24,33	5,21	10,58	16,18	13,87	22,78	2,97	22,05
65,0	64,7	31,4	4,52	9,51	14,46	9,28	17,38	27,92	5,59	12,02	17,76	15,83	25,17	3,02	25,59
70,5	70,0	31,4	Carga de Ruptura												

Tabela D.2 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L9.

Estágios			FLECHAS												
P1E	P1D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Antes da Prot			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Depois da Prot			0,33	0,38	0,36	0,20	1,15	0,02	0,46	0,74	1,10	-0,28	-0,30	0,71	1,02
11,6	11,8	10,2	0,52	0,90	1,36	0,73	1,88	2,08	0,78	1,68	2,61	0,10	1,22	1,04	3,60
15,1	15,3	15,2	0,64	1,15	1,68	2,00	2,76	3,00	1,08	2,30	3,55	0,29	1,83	1,23	4,96
20,1	20,4	20,3	0,85	1,40	2,11	2,38	4,65	4,10	1,45	2,94	4,51	0,53	2,59	1,33	6,28
27,8	27,9	25,4	1,06	1,77	2,61	2,78	5,73	5,47	1,92	3,71	5,71	0,95	3,54	1,49	7,97
29,8	29,8	30,4	1,25	1,96	2,91	3,14	6,54	6,48	2,25	4,38	6,70	1,20	4,16	1,57	9,42
35,4	35,5	35,1	1,45	2,35	3,58	3,72	8,19	8,74	2,74	5,64	8,65	1,99	5,61	1,72	12,47
37,0	37,2	37,8	1,53	2,51	3,88	4,13	9,08	10,04	3,07	6,43	9,75	2,07	6,35	1,77	13,87
41,5	41,6	39,0	1,53	2,80	4,43	4,49	10,09	11,70	3,23	7,10	10,90	3,01	7,46	1,83	15,66
42,4	42,8	43,3	1,57	2,99	4,78	5,03	11,30	13,52	3,61	8,19	12,68	3,67	8,40	1,90	18,23
45,3	45,6	45,7	1,60	3,16	5,20	6,45	12,45	15,31	3,90	9,02	14,12	4,27	9,46	1,94	20,35
46,5	46,7	47,2	1,63	3,24	5,46	6,79	13,40	16,75	4,15	9,75	15,29	4,65	10,21	1,96	22,09
49,9	50,6	47,7	1,48	2,97	5,54	7,17	14,99	19,19	4,53	11,24	18,65	5,50	11,82	2,00	25,51
51,2	51,3	48,3	Carga de Ruptura												

Tabela D.3 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L10.

Estágios			FLECHAS													
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Antes da Prot			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			-0,12	-0,13	-0,22	0,94	0,22	0,36	-0,22	-0,20	-0,20	-0,20	-0,40	-0,26	0,01	-0,21
Depois da Prot			-0,12	-0,04	-0,07	1,10	0,73	1,16	-0,13	0,19	0,50	0,18	0,04	0,05	0,73	
			6,0	7,0	10,4	-0,07	0,07	0,12	1,33	1,29	2,04	0,05	0,62	1,19	0,40	0,44
8,1	8,6	20,5	0,01	0,15	0,22	1,43	1,48	2,29	0,16	0,77	1,37	0,51	0,60	0,06	2,11	
10,4	10,7	20,6	0,11	0,26	0,41	1,60	1,88	2,96	0,27	1,07	1,85	0,72	0,99	0,06	2,86	
13,5	13,4	25,1	0,16	0,38	0,59	1,85	2,43	3,80	0,50	1,55	2,54	0,94	1,39	0,06	3,85	
15,5	15,1	30,4	0,17	0,49	0,82	2,08	3,19	5,00	0,66	2,74	3,46	1,25	1,94	0,07	5,20	
17,7	17,3	35,0	0,23	0,62	1,03	2,37	4,01	6,34	0,92	3,70	4,63	1,68	2,54	0,07	6,83	
21,0	19,4	40,6	0,28	0,72	1,28	2,85	5,21	8,26	1,23	4,91	6,19	2,22	3,32	0,10	9,13	
22,6	21,9	45,7	0,32	0,77	1,50	3,37	6,51	10,31	1,60	5,94	7,95	2,76	4,09	0,13	11,70	
24,6	23,8	50,6	0,35	0,77	1,68	3,78	7,52	11,88	1,84	6,21	9,29	3,10	4,71	0,16	12,82	
26,1	25,4	52,6	0,46	0,79	1,84	4,11	8,41	13,79	2,06	7,13	10,88	3,55	5,41	0,20	15,95	
28,0	27,8	55,4	0,54	0,84	1,92	4,53	9,52	15,75	2,35	8,14	12,54	3,91	6,05	0,22	18,36	
28,8	28,0	57,7	0,93	1,08	2,03	5,19	9,93	19,27	2,86	10,02	15,63	4,76	7,02	0,24	22,91	
29,1	28,2	60,2	1,42	1,51	2,19	5,95	14,24	22,42	3,47	12,17	19,12	5,69	7,07	0,24	27,86	
33,5	33,1	57,8														
35,1	33,9	57,8	Carga de Ruptura													

Tabela D.4 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L11.

Estágios			FLECHAS													
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Antes da Prot			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			-0,04	0,08	0,31	0,02	0,25	0,49	0,00	-0,07	-0,14	-0,79	-0,69	0,02	-0,69	0,02
Depois da Prot																
5,9	6,2	11,5	0,05	0,25	0,61	0,33	0,92	1,54	0,24	0,41	0,74	0,13	-0,25	0,05	1,05	
10,9	11,0	20,9	0,45	0,70	1,19	0,87	1,81	2,85	0,72	1,02	1,70	0,35	0,70	0,07	2,35	
13,1	13,2	25,8	0,56	0,93	1,52	1,18	2,31	3,58	0,96	1,40	2,15	0,40	1,22	0,07	3,02	
16,1	16,1	32,1	0,89	1,31	1,97	1,66	3,07	4,58	1,39	2,03	3,05	0,43	1,93	0,09	4,01	
18,2	18,0	35,2	1,48	1,73	2,16	2,32	3,68	5,13	2,20	2,96	4,09	0,46	2,39	0,10	4,66	
20,8	20,5	40,6	2,19	2,27	2,45	3,22	4,50	5,98	3,20	4,25	5,60	0,49	3,03	0,11	5,63	
23,2	22,8	45,6	3,31	2,89	2,82	4,32	5,53	7,02	4,62	5,93	7,50	0,54	3,76	0,12	6,79	
26,1	25,7	50,1	4,17	3,23	3,25	5,34	6,71	8,30	5,82	7,54	9,37	0,68	4,61	0,12	8,10	
26,7	26,3	52,9	4,36	4,34	3,38	5,70	7,29	9,09	6,15	8,12	10,18	0,81	4,99	0,13	8,92	
27,9	27,6	55,1	4,46	4,48	3,55	5,96	7,76	9,87	6,37	8,60	10,87	0,95	5,37	0,14	9,69	
29,2	29,0	57,7	4,55	4,66	3,78	6,25	8,43	10,83	6,57	9,15	11,69	1,09	5,87	0,14	10,62	
30,7	30,5	60,6	4,83	4,99	4,02	6,89	9,28	11,40	7,15	10,03	12,90	1,29	5,94	0,14	11,84	
31,4	31,1	62,7	4,88	5,06	4,13	7,15	10,01	13,09	7,28	10,65	13,94	2,10	6,98	0,14	13,16	
33,0	32,8	65,2	4,92	5,21	4,32	7,55	11,04	14,69	7,58	11,60	15,41	3,38	7,68	0,14	15,03	
33,9	33,7	68,0	5,02	5,36	4,49	7,95	12,03	16,23	7,86	12,52	16,80	3,61	8,32	0,17	16,82	
35,8	35,5	70,2	5,14	5,51	4,72	8,33	12,97	17,65	8,12	13,33	18,01	3,88	9,08	0,19	18,36	
36,4	36,2	72,5	5,17	5,59	4,92	8,92	13,47	19,97	8,57	14,69	20,15	4,21	9,89	0,21	21,16	
38,7	37,9	73,8	Carga de Ruptura													

Tabela D.5 – Deslocamentos verticais em mm – modelo L12.

Estágios			FLECHAS													
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Antes da Prot Depois da Prot			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			-0,05	-0,09	-0,38	0,08	0,27	0,49	-0,01	-0,07	-0,11	-0,57	-0,65	0,01	-0,24	
5,6	6,4	10,1	-0,04	0,06	-0,05	0,30	0,77	1,64	0,60	0,44	0,65	-0,14	-0,13	0,05	0,89	
12,0	12,5	20,0	0,41	0,36	0,47	0,90	2,63	3,92	0,63	1,14	1,65	0,07	0,75	0,06	2,17	
13,9	14,1	25,2	0,42	0,42	0,67	0,97	3,13	4,53	0,63	1,26	2,03	0,14	1,08	0,07	2,84	
14,9	15,1	30,4	0,42	0,46	0,80	1,09	3,50	5,10	0,71	1,33	2,47	0,22	1,37	0,08	3,49	
18,0	18,3	35,2	0,51	0,53	1,08	1,28	4,07	5,94	0,85	1,53	3,03	0,37	1,84	0,08	4,37	
20,4	20,4	40,2	0,61	0,71	1,29	1,53	4,67	6,82	1,02	1,92	3,60	0,51	2,28	0,09	5,27	
22,8	22,9	45,0	0,71	0,85	1,53	1,81	5,33	7,87	1,21	2,38	4,35	0,71	2,80	0,10	6,35	
24,9	24,9	50,5	0,83	1,04	1,81	2,12	6,15	9,15	1,45	3,53	5,34	0,94	3,41	0,10	7,69	
26,9	26,9	52,6	0,89	1,18	2,01	2,34	6,68	9,92	1,61	3,93	5,98	1,14	3,84	0,10	8,52	
27,5	27,6	55,0	0,91	1,26	2,14	2,52	7,10	10,55	1,74	4,28	6,50	1,27	4,13	0,11	9,27	
28,6	28,8	57,5	0,96	1,35	2,30	2,72	7,63	11,29	1,91	4,66	7,14	1,43	4,51	0,12	10,16	
30,3	30,2	59,9	0,97	1,43	2,45	2,96	8,26	12,37	2,11	5,15	7,98	1,65	4,95	0,12	11,26	
31,5	31,5	62,4	0,99	1,53	2,59	3,30	8,89	13,41	2,32	5,66	8,86	1,86	5,39	0,12	12,36	
32,6	32,6	65,3	1,00	1,62	2,77	3,72	9,80	14,95	2,52	6,43	10,22	2,12	6,46	0,13	14,13	
34,0	33,9	67,6	1,01	1,68	2,92	4,07	10,58	16,17	2,72	7,06	11,15	2,41	6,47	0,13	15,41	
35,1	34,8	70,1	1,03	2,00	3,07	4,32	10,82	17,35	2,85	7,66	12,16	2,72	6,92	0,13	16,77	
37,1	37,1	72,8	1,03	2,18	3,28	4,98	12,87	18,92	3,07	8,50	13,57	3,20	7,55	0,13	18,62	
36,9	36,8	75,8	Carga de Ruptura													

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)