

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM PILAR DE BORDA
PROTENDIDAS COM CORDOALHAS NÃO ADERENTES**

MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

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

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

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

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM PILAR DE BORDA
PROTENDIDAS COM CORDOALHAS NÃO ADERENTES**

MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM – 009 A/08
BRASÍLIA/DF: AGOSTO – 2008
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

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

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM PILAR DE BORDA
PROTENDIDAS COM CORDOALHAS NÃO ADERENTES**

MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

**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, DSc (UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof. FERNANDO REBOUÇAS STUCCHI, DSc (USP)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 14 DE AGOSTO DE 2008

FICHA CATALOGRÁFICA

HONORATO, MARCOS OLIVEIRA

Punção em Lajes Lisas Protendidas com Pilares de Borda e Cordoalhas Não Aderentes [Distrito Federal] 2008.

xxii, 195 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre em Estruturas e Construção Civil, 2008).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Punção

3. Pilar de Borda

I. ENC/FT/UnB

2. Lajes Lisas

4. Protensão não aderente

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

HONORATO, M. O. (2008). Punção em Lajes Lisas com Pilar de Borda Protendidas com Cordoalhas Não Aderentes. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 009 A/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 195 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Marcos Honorato de Oliveira.

TÍTULO: Punção em Lajes Lisas com Pilar de Borda Protendidas com Cordoalhas Não Aderentes. [Distrito Federal] 2008.

GRAU: Mestre

ANO: 2008

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.

Marcos Honorato de Oliveira
SQN 404, Bloco B, Ap.01 Térreo
CEP: 70845-020

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a DEUS, criador de tudo, razão do meu viver e autor da minha fé, por me capacitar na realização deste trabalho e por me sustentar até aqui.

A meus pais e irmão, pelo apoio, dedicação e, sobretudo pelo amor incondicional.

Ao Professor Guilherme Sales S. A. Melo pela instrução nas disciplinas de estruturas de concreto, pela confiança depositada em mim e pela orientação neste trabalho.

Ao Professor Yosiaki Nagato pela orientação e contribuição nos ensaios.

Ao amigo Helder Pontes, exemplo de humildade e amizade, pela orientação e por dividir seu conhecimento, pela dedicação, paciência e bom humor constante.

Ao amigo Maurício de Pina, pela amizade, convívio e auxílio nos ensaios. E também por nunca desistir de tentar ganhar na sinuca.

Aos amigos Fabrício e Mônica, por sempre me receberem em suas casas e por ser referencial de amizade nesta cidade chamada Brasília.

A amiga Maria Tâmara pelo ombro amigo nos momentos de socorro.

À minha noiva Cristina pelo amor, incentivo, dedicação, paciência e, sobretudo pela inspiração.

Ao técnico Xavier do Laboratório de Materiais, pela disponibilidade e dedicação no período de ensaios.

Ao CNPq pela ajuda financeira durante o Mestrado.

Dedico este trabalho à memória de Delmiro Honorato de Souza,

um homem justo.

RESUMO

Serão apresentados neste trabalho resultados experimentais dos ensaios de oito modelos locais de ligação laje/pilar de borda. Este trabalho faz parte da primeira série de ensaios da tese de doutorado de Helder Pontes Gomes na Universidade de Brasília, no ano de 2008.

Buscou-se por meio desses ensaios avaliar a influência da relação do momento fletor dividido pela força cortante (M/V), da relação c/d , da presença de *overhang* em alguns dos modelos e do nível de protensão na resistência à punção para o cálculo da ligação laje/pilar de borda de lajes protendidas. Foram realizadas também comparações entre os resultados experimentais e as previsões analíticas estabelecidas pela NBR 6118:2003 e por algumas normas internacionais de referência, como o ACI 318M-02 e o EUROCODE 2:2001, para então verificar se as formulações preconizadas pelas normas acima são convenientes.

Algumas das análises realizadas indicaram que o acréscimo de tensão nos cabos está diretamente associado ao tipo de carregamento aplicado. As deformações sofridas pelo concreto tiveram influência da disposição dos cabos de protensão. A presença de *overhang* aumenta a rigidez da ligação, influencia no padrão de fissuração e na forma do cone de ruptura.

As comparações com as normas mostraram que a NBR 6118:2003 (média: 3,11 e desvio padrão: 0,38) apresentou um menor desempenho em relação a todas as outras normas avaliadas. O ACI 318M-02 (média: 2,56 e desvio padrão: 0,26), embora menos que a NBR 6118:2003, também se apresentou bastante conservador por ter em sua formulação limitações para resistência característica do concreto e eficácia da protensão em pilares de borda com distância à borda inferior a 4.d. Sem a consideração das restrições para resistência característica e eficácia da protensão em pilares de borda, foi analisado assim chamado ACI* 318M-02, que apresentou os melhores resultados para todos os modelos ensaiados com média igual a 1,29 e desvio padrão igual a 0,14. Como esse não se trata de norma em vigor o melhor desempenho para as normas foi do EUROCODE 2:2001, com média igual a 1,84 e desvio padrão igual a 0,24. Todas as normas analisadas mostraram-se não estarem ajustadas para relação c/d maior que 2,0 e para a contribuição do *overhang* na carga de ruptura.

ABSTRACT

Were presented in this work results and analysis of eight local models of slabs-edge columns connections with post tensioned unbounded tendons tested in University of Brasilia. Those tests are simultaneously part of the first series of experimental tests for the doctorate thesis of Helder Pontes Gomes.

The intent of this work was evaluate the influence of the bending moment/shear force (M/V), c/d relation, the level of post tension and the presence of overhang in some of specimens in the pushing shear resistance of post tensioned flat slab-edge columns connections. Were made comparisons of those results with analytical predictions established by NBR 6118:2003 and some others relevant international codes, being them: ACI 318M-02 and EUROCODE 2:2001, and made considerations about the efficiency of the formulations of each of them.

The analysis of the tension of the tendons shows that increase of the tensions during the test is directly related with the applied load. The deformation of the inferior surface of the concrete around the connection was influenced by the arrangement of the tendons and by the presence of the overhang. The presence of the overhang enhances the connection rigidity and influence the standard of cracking and the shape of the truncated cone of failure.

The carried out analysis of the codes showed that the NBR 6118:2003 (average: 3,11 and standard deviation: 0,38) as the more conservative code among those studied. The ACI 318M-02 code (average: 2,56 and standard deviation: 0,26), although less than the NBR 6118:2003, was fairly conservative because of the restrictions to concrete strength and effectiveness of the post tension in slab-edge columns connections. Without these restrictions, the called ACI* 318M-02 become the code with better performance for all specimens, with 1,29 of average and 0,14 of standard deviation. But as this code is not available, the code that had better performance for connections tested was EUROCODE 2:2001, with 1,84 of average and 0,24 of standard deviation. All codes analyzed showed not be adjusted to range of c/d larger than 2,0 and to the contribution of the overhang in the evaluation of the failure load.

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – OBJETIVOS	3
1.2 – METODOLOGIA.....	3
1.3 – ESTRUTURA DO TRABALHO.....	4
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 – PESQUISAS RELACIONADAS AO ESTUDO REALIZADO.....	5
2.1.1 – Pesquisas realizadas no exterior.....	5
2.1.2 – Pesquisas experimentais realizadas no Brasil.....	11
2.1.2.1 – Pesquisa realizada na Escola de Engenharia de São Carlos – USP	11
2.1.2.2 – Pesquisas realizadas na Universidade de Brasília – UnB	14
2.2 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	20
2.2.1 – NBR 6118 : 2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.....	20
2.2.1.1 – Cálculo da tensão solicitante.....	21
2.2.1.2 – Cálculo da tensão resistente	22
2.2.2 – ACI 318M-02 Building Code For Structural Concrete.....	24
2.2.2.1 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção em uma	
direção	25
2.2.2.2 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção em duas	
direções	26
2.2.3 – EUROCODE 2:2001 Design of concrete structures	32
2.2.3.1 – Verificação no perímetro do pilar ou área carregada	32
2.2.3.2 - Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento.	33
2.2.3.3 – Cálculo da tensão atuante	33
2.2.3.4 – Cálculo da tensão resistente	34
3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	36
3.1 – INTRODUÇÃO	36
3.2 – DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	37
3.2.1 – Características básicas dos modelos	37
3.2.2 – Armadura passiva.....	450
3.2.3 – Armadura ativa	45

3.2.4 – Fôrmas e concretagem das lajes dos modelos	51
3.2.5 – Detalhes construtivos.....	56
3.2.6 – Instrumentação	57
3.2.7 – Procedimento de ensaio	65
3.2.7.1 – Protensão das monocrodoalhas	71
3.2.7.2 – Aplicação de cargas	74
3.2.7.3 – Leituras dos defletômetros, extensômetros e células de carga	74
4 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	75
4.1 – CONCRETO	75
4.2 – ARMADURA ATIVA	76
4.3 – PROTENSÃO DOS MODELOS E PERDAS IMEDIATAS.....	77
4.4 – VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DURANTE O ENSAIO	87
4.5 – DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PASSIVA.....	92
4.6 – DEFORMAÇÕES DO CONCRETO	98
4.7 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS	102
5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	122
5.1 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS	125
5.1.1 – Análise do Grupo 1 – Com <i>Overhang</i>	125
5.1.1.1 – Modelos L01 e L02.....	125
5.1.1.2 – Modelos L03 e L04.....	128
5.1.1.3 – Modelos L02 e L04.....	131
5.1.2 – Análise do Grupo 2 – Sem <i>Overhang</i>	134
5.1.2.1 – Modelos L05 e L06.....	134
5.1.2.2 – Modelos L07 e L08.....	137
5.1.2.3 – Modelos L05 e L07.....	140
5.1.2.4 – Modelos L06 e L08.....	142
5.1.3 – Análise do Grupo 3 – Com e sem <i>Overhang</i>	144
5.1.3.1 – Modelos L01 e L06.....	144
5.2 – COMPARAÇÕES DAS TENSÕES ÚLTIMAS SOLICITANTES COM AS TENSÕES RESISTENTES ESTIMADAS PELAS NORMAS	147

6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	161
6.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	161
6.2 – CONCLUSÕES.....	161
6.2.1 – Comportamento das lajes dos modelos.....	161
6.2.1.1 - Variação da força de protensão durante o ensaio	161
6.2.1.2 - Deformação da armadura passiva e do concreto	162
6.2.1.3 - Deslocamentos verticais	162
6.2.1.4 - Carga última e modos de ruptura	162
6.2.1.5 - <i>Overhang</i>	164
6.2.1.6 - Comparação entre as estimativas das normas e os resultados experimentais	164
6.2.1.7 - Sistema de ensaio.....	165
6.3 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	166
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	167
ANEXO A – EVOLUÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO DURANTE AS ETAPAS DE PROTENSÃO E RE-PROTENSÃO	169
ANEXO B – VALORES DAS DEFORMAÇÕES DAS BARRAS DA ARMADURA PASSIVA INSTRUMENTADAS E DO CONCRETO	178
ANEXO C – EVOLUÇÃO DOS VALORES DOS DESLOCAMENTOS DOS PONTOS DA LAJE E DO PILAR MONITORADOS	187

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Disposição dos cabos – Foutch, Gamble e Sunidja (1990).....	5
Figura 2.2 – Pontos de aplicação de carga – Foutch, Gamble e Sunidja (1990).....	6
Figura 2.3 – Modelo global ensaiado por Gardner e Rezai (1998).....	8
Figura 2.4 – Modelo ensaiado por TAKEYA (1983) – <i>apud</i> Pontes (2005).....	12
Figura 2.5 – Lajes e pontos de carregamento – MELO (2005).....	15
Figura 2.6 – Armadura passiva superior e inferior – MELO (2005).....	16
Figura 2.7 – Armadura ativa - MELO (2005).....	16
Figura 2.8 – Seção crítica e seção crítica reduzida para pilares de borda segundo a NBR 6118:2003.....	20
Figura 2.9 – Perímetro a ser considerado no cálculo de τ_{pd}	24
Figura 2.10 – Seções Críticas adotadas pelo ACI 318M-02.....	24
Figura 2.11 – Variação linear de tensões assumida para uma ligação laje/pilar de borda. .	28
Figura 2.12 – Seção crítica para pilares de borda – MacGregor (1992).....	30
Figura 2.13 – Perímetro a ser considerado no cálculo de V_p	31
Figura 2.14 – Perímetros Críticos adotados pelo EUROCODE 2:2001.....	32
Figura 3.1 – Disposição dos cabos em um pavimento completo de laje lisa protendida. ...	36
Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio.	38
Figura 3.3 – Armadura passiva negativa de flexão dos modelos estudados.	41
Figura 3.4 – Armadura passiva inferior de flexão para todas as lajes dos modelos, com e <i>sem overhang</i>	42
Figura 3.5 – Detalhamento da armadura passiva dos modelos.....	43
Figura 3.6 – Detalhamento da armadura dos pilares na seção transversal.	44
Figura 3.7 – Monocordoalha engraxada. - CAUDURO (1997).....	45
Figura 3.8 – Disposição da armadura ativa em planta.....	46
Figura 3.9 – Numeração dos cabos dos modelos.....	47
Figura 3.10 – Vistas dos modelos com a armadura ativa de perfil parabólico.	49
Figura 3.11 – Aspecto final das armaduras passiva e ativa dos modelos.....	50
Figura 3.12 – Fôrmas dos modelos locais.	51
Figura 3.13 – Fôrmas dos pilares inferior e superior dos modelos L03 e L04.....	52
Figura 3.14 – Concretagem dos modelos.	52
Figura 3.15 – Teste do abatimento do tronco de cone.....	53

Figura 3.16 – Lançamento e adensamento do concreto.....	54
Figura 3.17 – Moldagem dos corpos de prova.	54
Figura 3.18 – Acabamento e aspecto final dos modelos após a concretagem.....	55
Figura 3.19 – Içamento e transporte dos modelos por meio de cabos de aço fixados em ganchos.	56
Figura 3.20 – Canos de PVC fixados nas fôrmas.....	56
Figura 3.21 – Extensômetro colado em barra da armadura passiva.....	57
Figura 3.22 – Disposição dos extensômetros nas barras da armadura passiva de flexão....	58
Figura 3.23 – Proteção isolante dos extensômetros com araldite.....	59
Figura 3.24 – Proteção mecânica dos extensômetros com silicone.....	59
Figura 3.25 – Proteção final dos extensômetros com fita isolante.	60
Figura 3.26 – Disposição dos extensômetros colados na face inferior da laje.....	60
Figura 3.27 – Posicionamento dos defletômetros em várias partes do modelo.....	62
Figura 3.28 – Célula de carga empregada na ancoragem passiva.	63
Figura 3.29 – Sistema de aquisição de dados durante ensaio.....	64
Figura 3.30 – Indicadores para acompanhamento dos passos de carga durante ensaio.	64
Figura 3.31 – Pórtico após a execução do reforço.....	65
Figura 3.32 – Posicionamento do modelo no pórtico de ensaio.....	66
Figura 3.33 – Restrições metálicas nas extremidades do pilar.....	67
Figura 3.34 – Locação dos pontos de carga nos modelos locais de ensaios.....	68
Figura 3.35 – Macacos hidráulicos de aplicação de cargas.....	69
Figura 3.36 – Bombas hidráulicas de aplicação de cargas.....	69
Figura 3.37 – Viga de distribuição da carga P1.....	70
Figura 3.38 – Rótula para aplicação da carga P2.	71
Figura 3.39 – Equipamentos empregados na etapa de protensão. – Villaverde (2003)	71
Figura 3.40 – Esquema de protensão – <i>apud</i> Villaverde (2003).....	72
Figura 3.41 – Detalhamento das ancoragens ativa e passiva.....	72
Figura 3.42 – Sistema de protensão.....	73
Figura 3.43 – Sistema de válvulas de ajuste fino.	74
Figura 4.1 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L01.....	78
Figura 4.2 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L02.....	80
Figura 4.3 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L03.....	81
Figura 4.4 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L04.....	82
Figura 4.5 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L05.....	83

Figura 4.6 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L06.....	84
Figura 4.7 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L07.....	85
Figura 4.8 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L08.....	86
Figura 4.9 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L01.....	87
Figura 4.10 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L02.....	87
Figura 4.11 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L03.....	88
Figura 4.12 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L04.....	88
Figura 4.13 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L05.....	89
Figura 4.14 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L06.....	89
Figura 4.15 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L07.....	90
Figura 4.16 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L08.....	90
Figura 4.17 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L01.....	93
Figura 4.18 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L02.....	94
Figura 4.19 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L03.....	94
Figura 4.20 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L04.....	95
Figura 4.21 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L05.....	95
Figura 4.22 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L06.....	96
Figura 4.23 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L07.....	96
Figura 4.24 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L08.....	97
Figura 4.25 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L01.....	98
Figura 4.26 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L02.....	99
Figura 4.27 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L03.....	99
Figura 4.28 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L04.....	100
Figura 4.29 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L05.....	100
Figura 4.30 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L06.....	101
Figura 4.31 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L07.....	101
Figura 4.32 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L08.....	102
Figura 4.33 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L01.....	103
Figura 4.34 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L02.....	104
Figura 4.35 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L03.....	104
Figura 4.36 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L04.....	105
Figura 4.37 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L05.....	105
Figura 4.38 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L06.....	106
Figura 4.39 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L07.....	106

Figura 4.40 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L08.	107
Figura 4.41 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L01.	107
Figura 4.42 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L02.	108
Figura 4.43 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L03.	108
Figura 4.44 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L04.	109
Figura 4.45 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L05.	109
Figura 4.46 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L06.	110
Figura 4.47 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L07.	110
Figura 4.48 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L08.	111
Figura 4.49 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L01.....	112
Figura 4.50 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L02.....	112
Figura 4.51 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L03.....	113
Figura 4.52 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L04.....	113
Figura 4.53 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L05.....	114
Figura 4.54 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L06.....	114
Figura 4.55 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L07.....	115
Figura 4.56 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L08.....	115
Figura 4.57 – Deslocamentos do defletômetro D10 para todos os modelos.	116
Figura 4.58 – Deslocamentos do defletômetro D11 para todos os modelos.	117
Figura 4.59 – Deslocamentos do defletômetro D12 para todos os modelos.	117
Figura 4.60 – Ruptura da laje do Modelo L01.	118
Figura 4.61 – Ruptura da laje do Modelo L02.	119
Figura 4.62 – Ruptura da laje do Modelo L03.	119
Figura 4.63 – Ruptura do da laje Modelo L04.	120
Figura 4.64 – Ruptura da laje do Modelo L05.	120
Figura 4.65 – Ruptura da laje do Modelo L06.	121
Figura 4.66 – Ruptura da laje do Modelo L07.	121
Figura 4.67 – Ruptura da laje do Modelo L08.	122
Figura 5.1 – Fissuras na face da borda da ligação.	127
Figura 5.2 – Padrão de fissuração do modelo L04	129
Figura 5.3 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{Sd,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd1} , pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.	149

Figura 5.4 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n , pelo ACI 318M – 02 para todos os modelos.	150
Figura 5.5 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n , pelo ACI* 318M – 02 para todos os modelos.	151
Figura 5.6 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_{Rc} , pelo EUROCODE 2 : 2001 para todos os modelos.	152
Figura 5.7 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L01 em todas as normas.	154
Figura 5.8 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L02 em todas as normas.	155
Figura 5.9 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L03 em todas as normas.	155
Figura 5.10 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L04 em todas as normas.	156
Figura 5.11 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L05 em todas as normas.	156
Figura 5.12 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L06 em todas as normas.	157
Figura 5.13 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L07 em todas as normas.	157
Figura 5.14 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L08 em todas as normas.	158
Figura 5.15 – Carga última, V_u , versus momento último M_{u1} , para todos os modelos. ...	159
Figura 5.16 – Carga última, V_u , versus momento último M_{u2} , para todos os modelos. .	159
Figura 6.1 – Superfície da laje do modelo após a ruptura.	163

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Cargas de ruptura para os modelos de ensaios de Takeya (1983).....	12
Tabela 2.2 – Relação das cargas para os modelos de ensaios – MELO (2005)	17
Tabela 2.3 – Relação de cargas para os modelos de ensaios - Pontes (2005).	19
Tabela 2.4 – Valores de K_1 :.....	21
Tabela 2.5 - Valores de k :.....	33
Tabela 3.1 – Dimensões de cada modelo ensaiado	38
Tabela 3.2 – Resumo das armaduras passiva e ativa.....	44
Tabela 3.3 – Cotas verticais dos cabos de protensão dos modelos (mm).....	50
Tabela 3.4 – Traço e quantidades de material gasto para 1 m ³ de concreto.....	53
Tabela 4.1 – Resultados experimentais de caracterização do concreto.....	76
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas das monocordoalhas.....	77
Tabela 4.3 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L01.	78
Tabela 4.4 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L02.	79
Tabela 4.5 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L03.	80
Tabela 4.6 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L04.	81
Tabela 4.7 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L05.	82
Tabela 4.8 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L06.	83
Tabela 4.9 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L07.	84
Tabela 4.10 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L08.	85
Tabela 4.11 – Resumo das perdas imediatas nas duas direções para todos os modelos.	86
Tabela 4.12 – Variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda da ligação durante o ensaio.....	91
Tabela 4.13 – Variação média da força de protensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação.....	92
Tabela 5.1 – Grupos e suas variáveis de análise.....	122
Tabela 5.2 – Resumo das características dos modelos.....	124
Tabela 5.3 – Parâmetros analisados nos modelos.....	147
Tabela 5.4 – Relações M/V empregadas no cálculo das normas.....	148
Tabela 5.5 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.....	149

Tabela 5.6 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI 318M–02 para todos os modelos.....	150
Tabela 5.7 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI* 318M–02 para todos os modelos.....	151
Tabela 5.8 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EUROCODE 2:2001 para todos os modelos.....	152
Tabela 5.9 - Relação M/V, cargas e modos de ruptura de todos os modelos.....	160

LISTA DE SIMBOLOS

- AAB, AAD e ABC - áreas das faces da seção crítica;
- A_c - área da seção crítica;
- A_c - área de concreto de acordo com a definição de NEd;
- A_t - área de seção de todos os estribos dentro da região crítica;
- b_0 - perímetro da seção crítica para pilares de borda;
- b_1 - comprimento do perímetro crítico perpendicular à borda livre;
- b_2 - comprimento do perímetro crítico paralelo à borda livre;
- b_w - largura da seção crítica ou largura da área tributária considerada;
- c/d - relação entre a maior dimensão do pilar e a altura útil da laje;
- C_1 - dimensão do pilar perpendicular à borda livre;
- C_2 - dimensão do pilar paralela à borda livre;
- 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;
- cont.* – continuação;
- d - média aritmética das alturas úteis da armadura passiva nas duas direções;
- d_p - média aritmética das alturas úteis da armadura ativa nas duas direções;
- d_{px} - média aritmética das alturas úteis da armadura ativa na direção x;
- d_{py} - média aritmética das alturas úteis da armadura ativa na direção y;
- d_x - média aritmética das alturas úteis da armadura passiva na direção x;
- d_y - média aritmética das alturas úteis da armadura passiva na direção y;
- e^* - excentricidade do perímetro crítico reduzido;
- e_{par} - excentricidade paralela à borda da ligação resultante da ação do momento em relação a um eixo perpendicular à borda da ligação;
- f_{ck} - resistência característica do concreto, em MPa;
- f_c' - resistência característica do concreto, em MPa;
- f_{cd} - resistência à compressão de cálculo do concreto, em MPa;
- f_{cj} - resistência do concreto à compressão aos j dias, em MPa;
- f_{cp} - compressão no plano do concreto devido à protensão, em MPa;
- f_{ctj} - resistência do concreto à tração aos j dias, em MPa;
- f_{pc} - média aritmética da compressão do concreto devido à protensão medida no centróide da seção em cada direção em MPa;

F_{sd} - força ou reação concentrada de cálculo;
 h - espessura da laje;
 h_2 - excentricidade total do cabo até o ponto de inflexão;
 $I_{X_{AD e BC}}$ e $I_{Y_{AD e BC}}$ - momentos de inércia em x e em y nas faces AD e BC respectivamente;
 J_c - momento polar de inércia da seção crítica;
 l - distância entre os pontos de inflexão do cabo;
 L_{pilar} - maior dimensão da seção do pilar;
 l_{pilar} - menor dimensão da seção do pilar;
 M_{ED} : Momento atuante de cálculo;
 M_{sd} - momento de extremidade de cálculo;
 M_{sd}^* - momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar;
 M_u - momento fletor solicitante na seção b_w ou momento último de ensaio;
 M_u^* - momento perpendicular à borda livre que produz a carga última V_u no centro do pilar;
 $M_u^{(1)}$ - momento calculado em relação ao centro do pilar, válido para NBR e EC 2;
 $M_u^{(2)}$ - momento calculado em relação à face do pilar, válido para o ACI;
 M_{u1} - momento desbalanceado na direção perpendicular à borda da ligação;
 $N_{Ed,y}$ e $N_{Ed,z}$ - força longitudinal através da seção de controle para pilares de borda;
 ϕ - fator de redução da resistência nominal da ligação laje/pilar, igual a 0,75 para esforços de cisalhamento e de torção;
 P - força de protensão aplicada no cabo;
 P_0 - força de protensão no cabo no início do ensaio;
 $P_{0\perp}$ - força de protensão média antes do início do ensaio nos cabos perpendiculares à borda da ligação;
 $P_{0\parallel}$ - força de protensão média antes do início do ensaio nos cabos paralelos à borda da ligação;
 $P1/P2$ - relação entre as cargas $P1$ (aplicadas nas laterais da laje) e a carga $P2$ (aplicada na parte posterior da laje);
 $P1_{Est}$ e $P2_{Est}$ - cargas estimadas de ruptura para $P1$ e $P2$;
 $P1_u$ e $P2_u$ - cargas últimas de ensaio;
 P_F - força de protensão final após as perdas de re-protensão;

$P_{F \parallel}$ e $P_{F \perp}$ - protensão média dos cabos aplicada nos cabos nas direções paralela e perpendicular à borda da ligação ao final da etapa de protensão da laje dos modelos;

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

$P_{K,inf,i}$ - força de protensão no cabo i ;

P_{p0} - força de protensão após as perdas imediatas;

P_{pi} - força de protensão aplicada;

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

$P_{u \perp}$ - força de protensão última média antes da ruptura nos cabos perpendiculares à borda da ligação;

$P_{u \parallel}$ - força de protensão última média antes da ruptura nos cabos paralelos à borda da ligação;

r - raio do perfil do cabo no trecho considerado;

u - perímetro crítico;

u^* - perímetro crítico reduzido;

V_d - carga de projeto estimada de ruptura da laje;

V_{ED} - força de cisalhamento de cálculo;

V_p - componente vertical devido a todas as forças verticais efetivas devido à protensão que atravessam a seção crítica medida em N;

$V_{RD,máx}$ - valor máximo de cálculo da força resistente ao cisalhamento ao longo da seção de controle considerada;

V_u - carga última de ensaio;

V_u - força de cisalhamento aplicada na seção b_w ;

$V_{u,médio}$ - valor médio da carga última de punção;

$V_{u,obs}$ - carga última de punção;

W_1 - Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda livre do perímetro u ;

W_p^* - Módulo de Resistência Plástica perpendicular à borda livre para o perímetro u^* ;

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

v_E - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

v_n - tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

v_{Rc} - tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

v_u - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

ρ - taxa geométrica de armadura passiva de flexão;

ρ_1 - taxa de armadura passiva tomada para a largura da seção do pilar somada a 3d para cada lado;

ρ_x - são as taxas geométricas de armadura passiva na direção x;

ρ_y - são as taxas geométricas de armadura passiva na direção y;

ρ_{px} - taxa geométricas de armadura ativa na direção x;

ρ_{py} - taxa geométricas de armadura ativa na direção y;

ΔP_{\perp} - variação média da força de protensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação;

ΔP_{\parallel} - variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda da ligação;

ΔP_{\parallel} e ΔP_{\perp} - perdas médias nos cabos das direções paralela e perpendicular à borda da ligação;

$\Delta \sigma_{\perp}$ - variação média da tensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação;

$\Delta \sigma_{\parallel}$ - variação média da tensão nos cabos paralelos à borda da ligação;

α_i - inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado;

βl_1 - distância do centro do pilar até o ponto de inflexão do cabo;

γ_c - fator de segurança para ações permanentes, $\gamma_c = 1,5$;

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;

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;

τ_{Rd1} - tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

τ_{Sd} - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

$\tau_{Sd,ef}$ - tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva;

τ_u - Tensão de cisalhamento última.

1 – INTRODUÇÃO

Os sistemas estruturais conhecidos como lajes lisas, que também são usualmente denominados de “lajes sem vigas”, apresentam grandes vantagens em relação ao sistema convencional de lajes apoiadas sobre vigas. Algumas das vantagens relacionadas a aspectos arquitetônicos podem ser: maior pé-direito do pavimento, tetos com superfícies lisas o que propicia uma maior precisão e facilidade no acabamento do mesmo, além da possibilidade da redução do número de pilares. Quanto a aspectos construtivos, podemos citar como vantagens: a execução em um processo mais racional, agilizando e facilitando diversas etapas do processo, como a produção e montagem de fôrmas, concretagem e execução das instalações prediais.

Temos que o pavimento de uma edificação é o componente estrutural em que é utilizado um maior volume de concreto, daí a necessidade de estudos para a otimização do elemento de laje com o objetivo de tornar a execução deste componente estrutural mais econômica. Contudo, fatores como a retirada de escoramento e resistência do concreto definem a velocidade de execução de uma estrutura. O uso de protensão exige por si só, concretos com maiores resistências, abrindo-se então a possibilidade de aumentar a velocidade de execução da estrutura.

No entanto, quando se opta por trabalhar com sistemas estruturais em lajes lisas há de se enfrentar três principais problemas de projeto, sendo estes: pequena rigidez às ações laterais, deslocamentos transversais excessivos e a punção na laje na região do pilar.

As ações laterais podem ser contidas com soluções de enrijecimento da estrutura, como por exemplo, fixar a estrutura em poços de elevadores ou de escadas e também através do uso de paredes estruturais.

Quanto aos deslocamentos transversais excessivos nas lajes lisas, o emprego da protensão nesse sistema pode ser um procedimento com resultados eficientes no controle desses deslocamentos.

A punção na laje na região do pilar, que é o assunto principal deste trabalho, pode ser combatida com o aumento da espessura da laje na região do pilar (pastilha) ou com o aumento do volume do pilar da região inferior da laje (capitel). Essas soluções são tomadas com o objetivo de reduzir as tensões de cisalhamento na ligação laje/pilar, porém, é conveniente evitar tanto o uso de pastilhas como o de capitéis de modo a se obter tetos planos e lisos. O uso de armadura específica para combater a punção também tem se mostrado uma boa solução. O emprego da protensão pode reduzir o valor da força cisalhante nos pilares através da componente vertical de protensão, podendo proporcionar a diminuição da seção transversal dos pilares ou evitar o uso de capitéis.

Avaliando os atuais processos construtivos, pode-se dizer que o desenvolvimento do concreto protendido tornou o emprego de lajes lisas mais atrativo, ao permitir o uso dessas lajes com maiores vãos e/ou com sobrecargas mais elevadas. Os cabos criam um carregamento artificial oposto ao carregamento externo, que pode ser parcial ou totalmente balanceado. Por meio de uma disposição dos cabos e do nível de protensão, pode-se eliminar a fissuração em serviço e isso pode trazer vantagens adicionais, como o aumento da durabilidade.

Nesta pesquisa serão estudadas as ligações dos pilares de borda em lajes lisas com emprego de protensão com monocordoalhas não aderentes.

1.1 – OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é contribuir para o avanço do conhecimento do fenômeno da punção em lajes lisas protendidas com cordoalhas não aderentes em pilares de borda.

Dar continuidade aos estudos do fenômeno de punção iniciados na Universidade de Brasília como, por exemplo, CORRÊA (2001), ALVES (2002), VILLAVERDE (2003), SILVA (2005), CARVALHO (2005), MELO (2005), PONTES (2005) entre outros, cujos trabalhos tiveram temas semelhantes a este apresentado.

Os objetivos específicos são:

- Avaliar a influência da relação de momento fletor dividido pela força cortante (M/V), da presença de *overhang*, da relação c/d e do nível de protensão na resistência à punção para o cálculo da ligação laje/pilar de borda em lajes protendidas.
- Analisar, comparar e confrontar os resultados experimentais com as previsões analíticas estabelecidas pela NBR 6118:2003 e por algumas normas internacionais de referência, como o ACI 318M-02 e o EUROCODE2, para então verificar se as restrições impostas pelas normas acima são convenientes.

1.2 – METODOLOGIA

A metodologia empregada neste trabalho foi a confecção e ensaio de oito modelos locais de ligações laje/pilar, seguida da análise dos resultados de cada modelo buscando assim avaliar o comportamento estrutural desses modelos sob atuação de carregamentos variados e comparar os resultados experimentais obtidos com as prescrições normativas estabelecidas pelas normas NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001. Os modelos 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

Este trabalho é composto por seis capítulos e o conteúdo de cada capítulo será explanado resumidamente a seguir.

No Capítulo 2 será apresentada uma revisão bibliográfica com alguns dos trabalhos mais representativos já estudados, além das prescrições estabelecidas pelas normas a serem empregadas nas análises.

No Capítulo 3 será apresentado o programa experimental, descrevendo os ensaios realizados e todas as etapas e procedimentos realizados para na preparação e execução dos mesmos.

No Capítulo 4 serão apresentados os resultados experimentais coletados nos ensaios, como por exemplo, resultados de deformação da armadura passiva e do concreto, das perdas imediatas de protensão, deslocamentos, fissuração, cargas e modos de ruptura.

O Capítulo 5 apresentará a análise dos resultados, onde os resultados experimentais apresentados no Capítulo 4 serão analisados e interpretados, e as cargas últimas de ensaio serão comparadas com as estimativas das normas estudadas.

No Capítulo 6 serão 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 os 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 apresenta os valores das deformações das barras instrumentadas da armadura passiva e as deformações do concreto; e o Anexo C apresenta a evolução dos valores das deflexões dos pontos da laje e do pilar monitorados por defletômetros durante o ensaio.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Serão apresentadas neste capítulo, algumas das pesquisas relacionadas ao estudo realizado e as prescrições das normas a serem empregadas nas análises.

2.1 – PESQUISAS RELACIONADAS AO ESTUDO REALIZADO

2.1.1 - Pesquisas realizadas no exterior

FOUTCH, GAMBLE E SUNIDJA (1990)

Foram ensaiadas quatro ligações laje/pilar de borda em lajes protendidas com monocordoalhas não aderentes, variando a disposição dos cabos com maior concentração na direção paralela ou na direção perpendicular à borda ligação, como mostra a Figura 2.1.

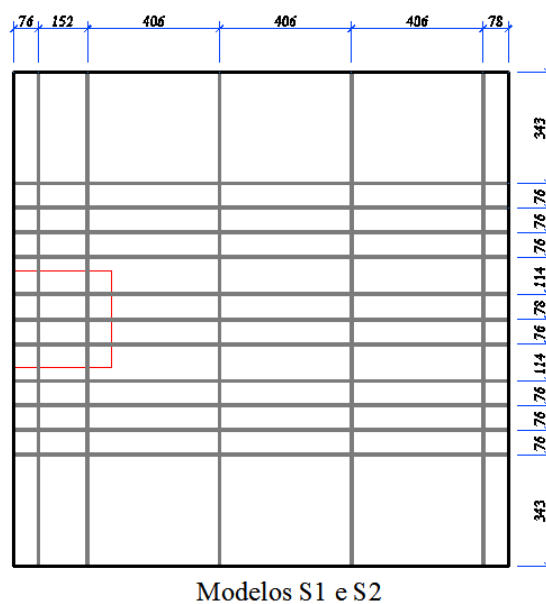
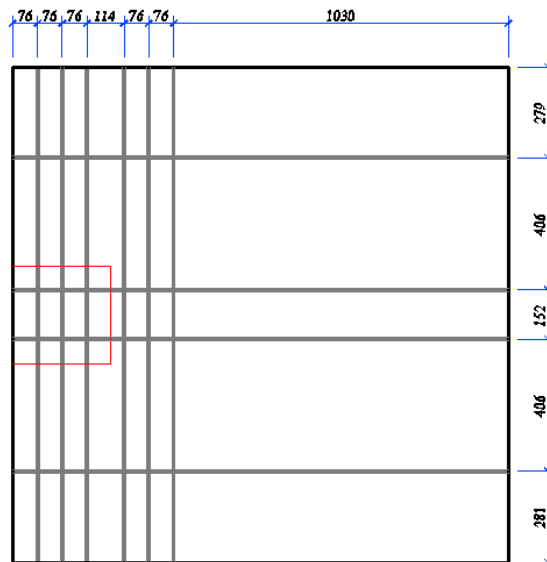


Figura 2.1 – Disposição dos cabos – Foutch, Gamble e Sunidja (1990)



Modelos S3 e S4

Figura 2.1 – Disposição dos cabos – Foutch, Gamble e Sunidja (1990) – *cont.*

Variou-se também a posição da aplicação da carga, como mostra a Figura 2.2, que proporcionou uma variação na transferência de momentos na ligação. Com o critério de ruptura estabelecido pelos pesquisadores foram obtidas rupturas por punção e por flexão.

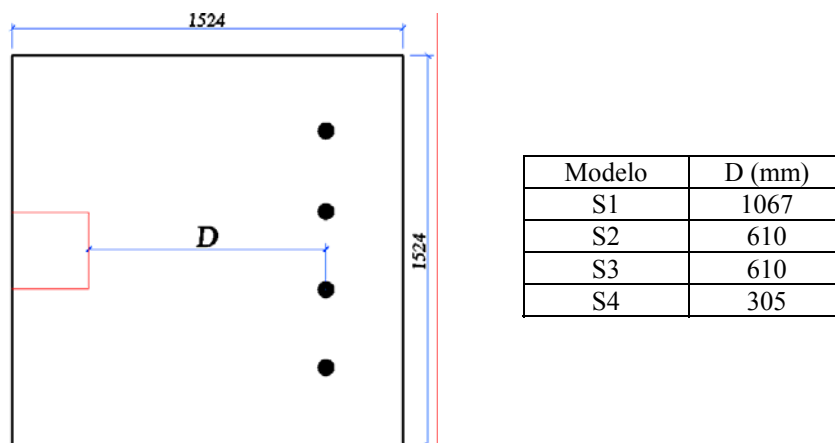


Figura 2.2 – Pontos de aplicação de carga – Foutch, Gamble e Sunidja (1990)

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 318M - 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 a cargas maiores do que as previstas pelo ACI 318M - 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.

GARDNER E REZAI (1998)

O programa experimental deste trabalho consistiu em ensaiar um modelo global de pavimento de laje lisa protendida com monocordoalhas não aderentes de acordo com as prescrições do ACI 318-95. O pavimento possuía dois vãos em cada direção, todos os vãos com 2700 mm, laje de espessura de 89 mm e com os cabos de protensão distribuídos uniformemente em uma direção e concentrados nas três faixas sobre os pilares na outra direção (Figura 2.3). O pavimento foi apoiado em seis pilares de seção transversal quadrada com 203 mm de lado e em três pilares com seção transversal circular com 203 mm de diâmetro e espaçamento 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.

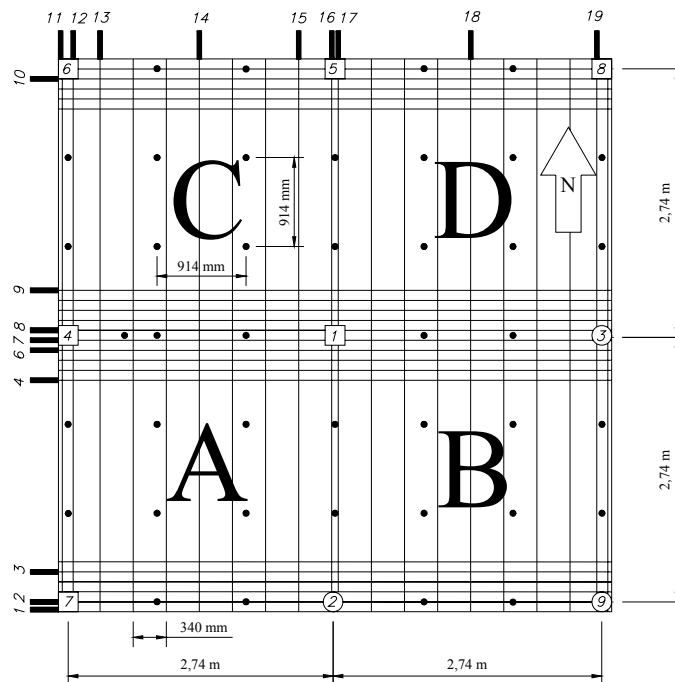


Figura 2.3 – Modelo global ensaiado por Gardner e Rezai (1998)

A Figura acima mostra os vinte cabos de protensão que foram utilizados em cada direção e também disposição das células de carga 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 sete fios, de 13 mm de diâmetro, de acordo com as especificações do ASTM-A416-88b e CSA-G279. A protensão foi realizada aproximadamente sessenta dias após a concretagem, foi aplicada força de protensão de 96 kN, que obteve queda para valores em torno de 89 kN devido a perdas imediatas por ancoragem.

Foram utilizados quarenta pontos de aplicação de carga distantes de 914 mm em cada direção, com o objetivo de simular um carregamento distribuído no pavimento. As cargas foram aplicadas com macacos hidráulicos agrupados em três 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.

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

A fim de manter a aplicação de carregamento com o objetivo de 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 também escorada e foi aplicada a última etapa de carregamento que levou à ruptura de uma ligação laje/pilar de canto com 41,45 kN/m². O resultado mais condizente com a realidade foi o da ligação com o pilar de borda (nº 2), uma vez que a degradação da laje após a primeira ruptura não permite uma eficiente redistribuição dos esforços.

Gardner, em 1996 (GARDNER 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, em continuação ao 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 passiva e ativa usando um perímetro de controle na periferia da área carregada.

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 monocordoalhas não-aderentes e deve ser levada em conta nas estimativas de resistência à punção;
- A ruptura de lajes de concreto protendido com monocordoalhas não-aderentes é brusca e se deve considerar o uso de coeficientes de redução mais conservadores nos cálculos;
- As simplificações de perímetro crítico e da altura efetiva não menor 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 por meio de um coeficiente de multiplicação ou equação de excentricidade de força cortante.

2.1.2 – Pesquisas experimentais realizadas no Brasil

2.1.2.1 – Pesquisa realizada na Escola de Engenharia de São Carlos – USP

TAKEYA (1983)

Este trabalho foi uma das primeiras pesquisas da resistência a punção em lajes lisas na ligação laje pilar 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.

Foram ensaiados nove modelos 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 representava a ligação laje/pilar de borda numa laje em concreto armado sem armadura de cisalhamento, o segundo com armadura de cisalhamento, um estribo em cada nó da seção crítica e o terceiro com dois estribos em cada nó da seção crítica. Chama-se de nó à interseção da armadura de flexão em cada direção, na malha de armadura negativa de flexão. A única variável deste programa experimental foi a quantidade de armadura de cisalhamento, que foi distribuída numa região crítica delimitada a 17,5 cm do lado do pilar, sendo esta distante $2d$ de cada face lateral 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 2.4 observam-se as dimensões das lajes e o posicionamento dos pontos de aplicação de cargas.

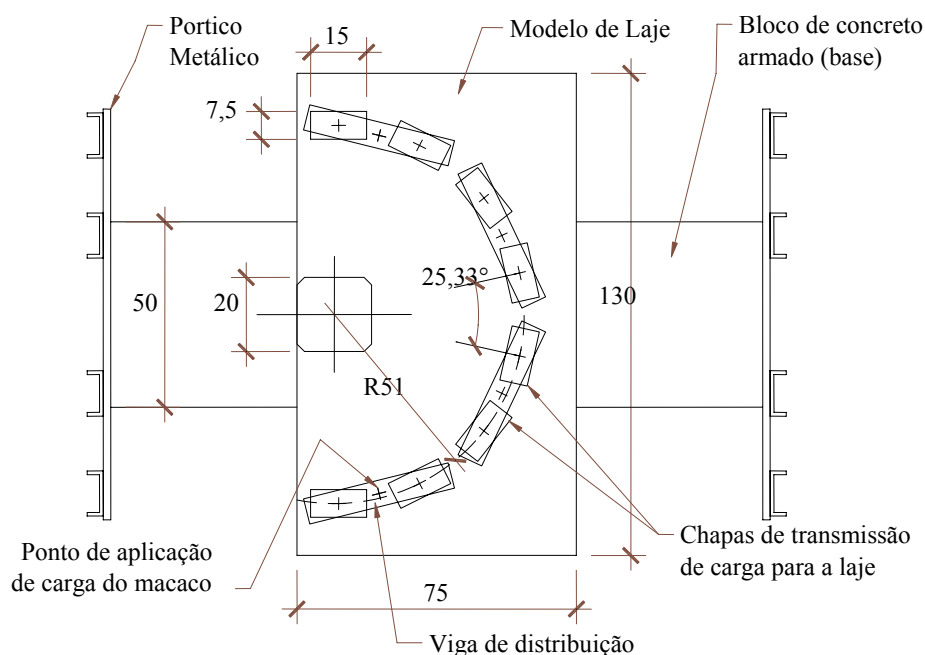


Figura 2.4 - Modelo ensaiado por TAKEYA (1983) – *apud* PONTES (2005)

Em todos os ensaios aplicou-se uma carga por meio de quatro macacos hidráulicos cuja resultante V no plano normal ao bordo da laje estava posicionada de modo a formar um círculo de raio médio igual a 51 cm. Na Tabela 2.1 apresentam-se as cargas últimas de rupturas obtidas em todas as lajes.

Tabela 2.1 - Cargas de ruptura para os modelos de ensaios de Takeya (1983)

Modelo	Idade (dias)	A_t (cm ²)	$V_{u, \text{obs}}$ (kN)	$V_{u, \text{médio}}$ (kN)	M_u^* (kN m)	f_{cj} (MPa)	f_{tj} (MPa)
15 / 1	174	0	122,69	124,16	35,39	44,0	2,9
15 / 2	175		124,02			45,8	3,1
15 / 3	31		125,77			47,1	3,0
16 / 1	180	24,40	202,45	189,68	54,06	51,9	3,6
16 / 2	173		192,08			38,0	2,7
16 / 3	35		174,50			47,8	3,6
17 / 1	62	46,36	208,67	203,51	58,00	47,5	3,7
17 / 2	57		202,00			43,9	3,5
17 / 3	30		199,87			38,9	3,5

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

$V_{u, \text{obs}}$: carga última de punção;

$V_{u, \text{médio}}$: valor médio da carga última de punção;

M_u^* : momento perpendicular à borda livre que produz a carga última 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 de cisalhamento. Comparando as lajes do modelo sem armadura de cisalhamento com as do modelo com $24,4 \text{ cm}^2$ de armadura de cisalhamento verifica-se que a resistência aumentou uma vez e meia. Já dobrando a armadura de cisalhamento no modelo o ganho na resistência a punção em comparação com o modelo anterior não é bastante significativo.

No modelo sem armadura de cisalhamento 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 cisalhamento 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%.

2.1.2.2 – Pesquisas realizadas na Universidade de Brasília – UnB

SILVA (2005)

Silva ensaiou dezesseis lajes lisas protendidas com monocordoalhas não aderentes usando perfil parabólico. As dezesseis lajes foram divididas em quatro grupos denominados A, B, C e D que se diferenciavam por se apoiarem em placas metálicas que simulavam pilares centrais de seções 100 x 100 mm, 200 x 200 mm, 300 x 300 mm e também 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 analisadas 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.

Silva observou também que as lajes em que os 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 maior resistência ao puncionamento quando comparadas com lajes com a mesma quantidade de cabos, mas dispostos com maior espaçamento.

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.

MELO (2005)

Melo ensaiou sete modelos reduzidos compostos por uma laje protendida de 2000 x 1200 mm² com espessura igual a 120 mm e um pilar de borda de seção transversal 200 x 200 mm² com 600 mm de altura acima e abaixo do plano da laje, concretados monoliticamente, segundo a Figura 2.5. A resistência média à compressão do concreto foi de aproximadamente 40 MPa no dia que realizava o ensaio.

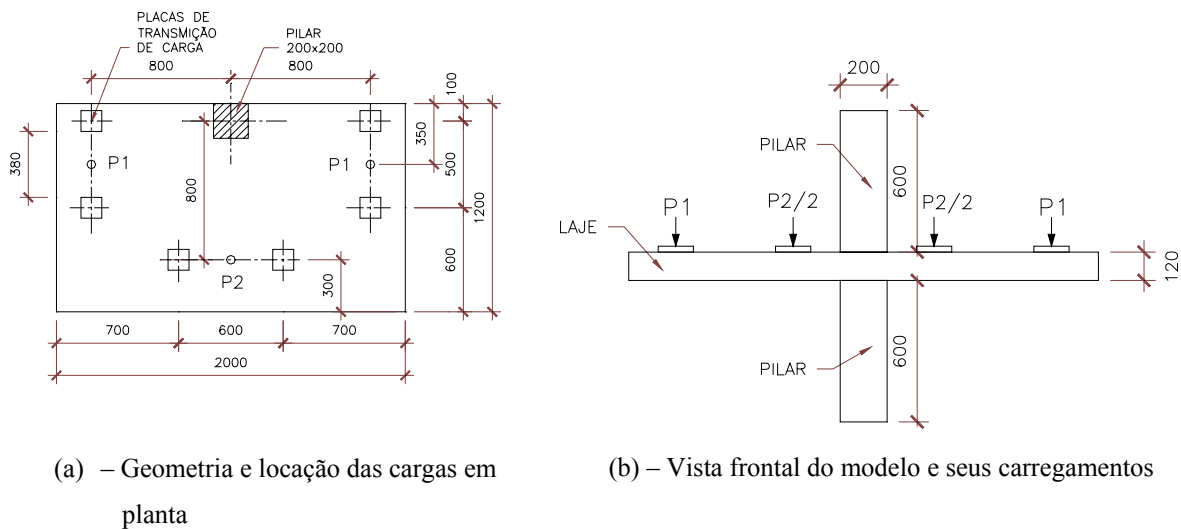


Figura 2.5 – Lajes e pontos de carregamento – MELO (2005)

Como armadura passiva superior, usou uma malha de aço com barras de diâmetro \varnothing 8,0 mm nas duas direções, com maior concentração na região próxima ao pilar na direção perpendicular à borda da ligação e uniformemente espaçada na outra direção, ver Figura 2.6(a). Empregou uma malha de aço na face inferior com barras de diâmetro \varnothing 6,3 mm distribuídas uniformemente nas duas direções, cujo detalhamento é mostrado na Figura 2.6(b).

Para garantir que os esforços a que foi submetida a armadura passiva fossem integralmente transmitidos ao concreto e não ocorresse o deslizamento da armadura, ancorou todas as barras por meio de ganchos em ângulos retos nas extremidades, com ponta reta de comprimento igual a 200 mm (maior que $8\varnothing$).

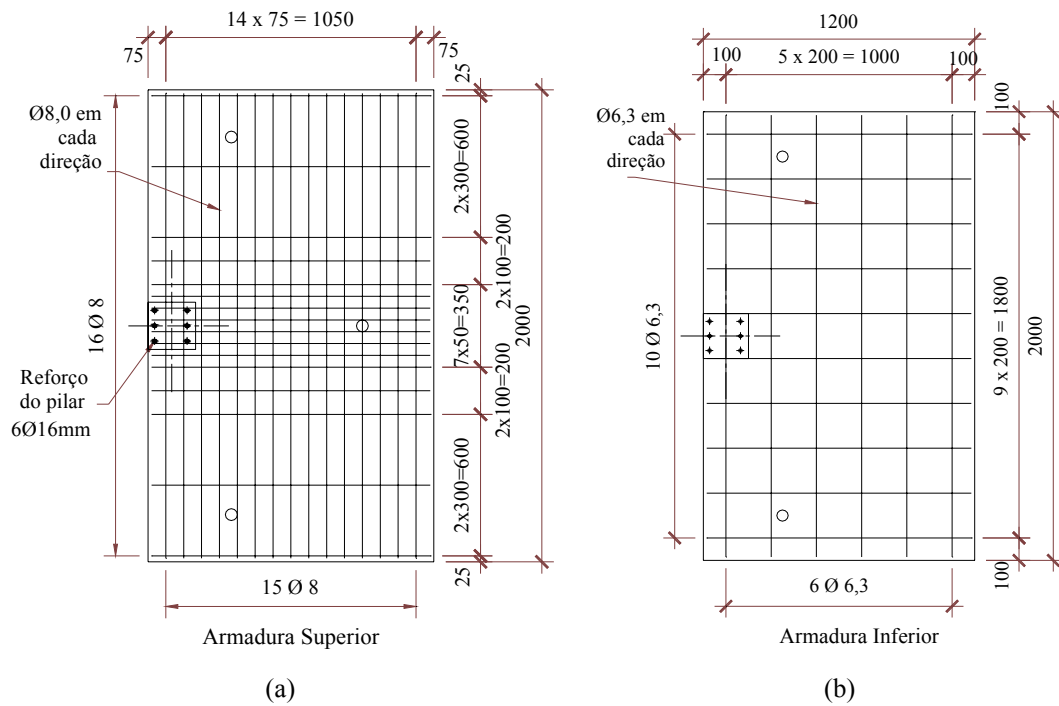


Figura 2.6 – Armadura passiva superior e inferior – MELO (2005)

As lajes foram protendidas em ambas as direções com cabos não aderentes de 12,7mm com força de protensão média aproximada em cada cabo de 130 kN após as perdas imediatas. As lajes receberam quatro cabos na direção perpendicular à borda da ligação e dois cabos paralelos à borda da ligação na faixa da linha do pilar; dois cabos na direção perpendicular à borda da ligação e um cabo paralelo à borda da ligação na faixa central. Os cabos paralelos à borda da ligação, todos passaram por dentro da armadura do pilar. Todos os cabos possuíam perfil curvo, a exceção dos cabos indicados com (r) na Figura 2.7.

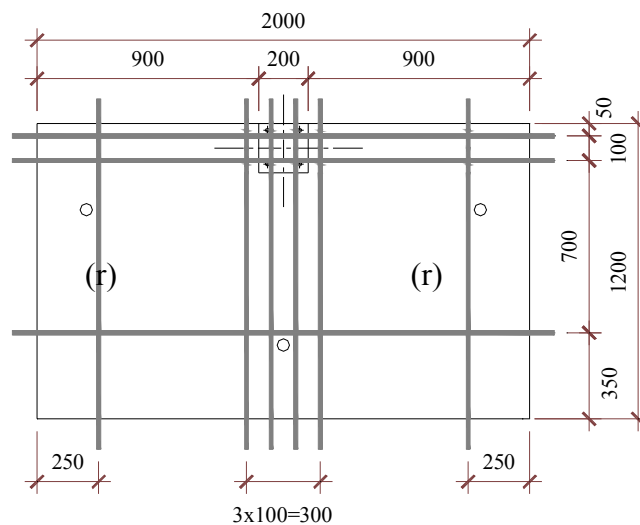


Figura 2.7 – Armadura ativa - MELO (2005)

Uma armadura longitudinal formada por seis 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 foram também dispostas em cada modelo. Foram dispostas também duas barras \varnothing 12 mm ao redor de todas as bordas das lajes para combater os esforços de tração gerados nas regiões de ancoragem da armadura ativa 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 na borda da laje mediante um barrilete esticando a cordoalha de protensão até atingir a força de 150 kN, que era registrada por meio de uma célula de carga posicionada entre o macaco de protensão e o barrilete. Para reduzir as perdas imediatas por cravação da ancoragem, houve re-protensão dos cabos ficando em cada cabo um nível de protensão aproximadamente igual a 130 kN.

O fator mais importante no comportamento da ligação laje/pilar de borda a ser estudado no trabalho de Melo é a relação momento perpendicular à borda da ligação e a força cortante. As lajes foram carregadas segundo a Tabela 2.2, onde se variou a relação P1/P2, com o objetivo de abranger uma ampla faixa de valores da relação momento versus força cortante (M/V) que pudessem estar presentes em um pavimento real.

Tabela 2.2 – Relação das cargas para os modelos de ensaios – MELO (2005)

Laje	P1/P2	M/V (mm)		
		Momentos perpendiculares à borda da ligação		Momentos paralelos à borda da ligação
		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 romperiam por punção, mas isto não aconteceu. 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 borda da ligação, 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 à borda da ligação esteve aproximadamente em torno de 10%. Nos cabos perpendiculares à borda da ligação, observou o maior aumento de tensão nas lajes L6 e L7, com um aumento de aproximadamente 4%.

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 estabelecida 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.

PONTES (2005)

Pontes ensaiou cinco modelos locais, cada modelo possuía as mesmas dimensões que os modelos ensaiados por MELO (2005), diferenciando-se dos modelos de Melo pela variação na taxa de armadura passiva e ativa e também na disposição das cordoalhas. É importante destacar que os modelos ensaiados por Pontes fazem parte da segunda série de modelos ensaiados por Villaverde (2008) em sua tese de doutorado na Universidade de Brasília e os modelos ensaiados por Melo fazem parte da primeira série de Villaverde (2008).

Como Pontes também queria avaliar a influencia da relação M/V, também variou a relação P1/P2, com o objetivo de percorrer uma ampla relação momento versus força cortante que pudessem estar presentes em um pavimento real. A Tabela 2.3 mostra as Relações P1/P2 adotadas por Pontes.

Tabela 2.3 – Relação de cargas para os modelos de ensaios - PONTES (2005).

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

Os modos de ruptura obtidos por Pontes foram os seguintes: as lajes L8, L9, L11 e L12, romperam por punção e a Laje L10 rompeu por flexo/punção.

Pontes concluiu que com um acréscimo das taxas de armaduras 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 passiva de paralela à borda da ligação da laje L11 para perpendicular na laje L12 não se obteve aumento na capacidade de carga à punção.

Comparando o resultado dos ensaios com a resistência à punção estabelecidas pelas normas NBR 6118:2003, ACI 318-02 e EUROCODE 2:2001, pode observar que todas as normas 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 318-02. 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.

2.2 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

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

A norma brasileira adota duas verificações para o cálculo de resistência à punção em 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 2.8(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 em $2d$ do pilar ou área carregada (correspondente ao Perímetro Crítico u e u^* na Figura 2.8) multiplicado pela altura útil da laje.

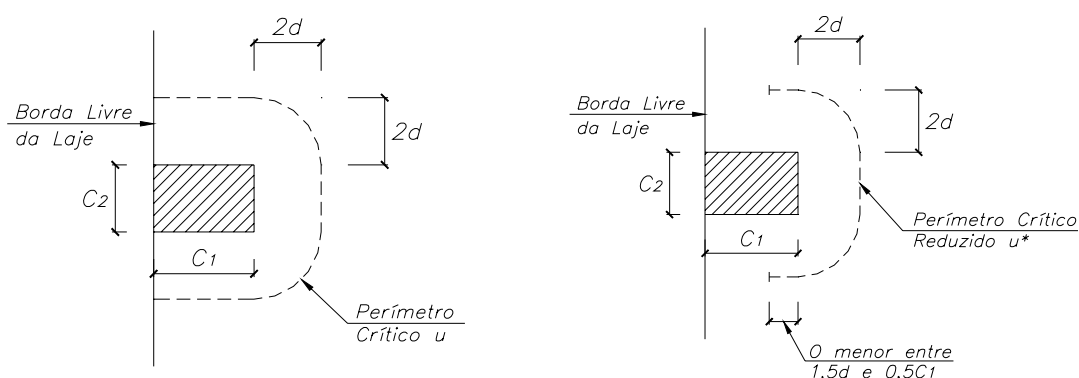


Figura 2.8 – Seção crítica e seção crítica reduzida para pilares de borda segundo a NBR 6118:2003.

Na primeira verificação é checada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto por meio 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 por meio 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 em $2d$ do perímetro do pilar ou ponto de aplicação de carregamento minimizando seu comprimento.

2.2.1.1 – Cálculo da tensão solicitante

Para pilares internos com carregamento simétrico

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

F_{sd} : força ou reação concentrada de cálculo;

u : perímetro crítico (ver Figura 2.8(a));

d : média aritmética das alturas úteis da armadura passiva de flexão nas direções ortogonais;

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

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

onde:

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

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

M_{sd} : momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre (por qualquer método);

M_{sd}^* : momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* (ver Figura 2.8(b)) em relação ao centro do pilar;

u^* : perímetro crítico reduzido (ver Figura 2.8(b));

e^* : excentricidade do perímetro reduzido.

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

W_{p1} é dado pela equação abaixo:

$$W_{p1} = \int_0^u |e| \cdot dl \quad (2.5)$$

Tabela 2.4 – Valores de K_1 :

C_1 / C_2	0,50	1,00	2,00	3,00
K_1	0,45	0,60	0,70	0,80

C_1 é a dimensão do pilar perpendicular e C_2 a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força.

2.2.1.2 – 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 cisalhamento: é o confronto entre a tensão atuante ou de projeto, τ_{sd} , e a tensão resistente τ_{Rd2} :

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (2.6)$$

onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (2.7)$$

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} deve ser em MPa.

Para evitar uma ruptura por puncionamento da laje na superfície crítica C' (perímetro crítico u mostrado na Figura 2.8(a) multiplicado pela espessura da laje) em elementos estruturais ou trechos sem armadura de cisalhamento, deve ser feita uma nova verificação: é o confronto entre a tensão atuante ou de projeto, τ_{sd} , e a tensão resistente τ_{Rd1} :

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (2.8)$$

onde:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (2.9)$$

$$d = \frac{dx + dy}{2} \quad (2.10)$$

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 adotado para o confronto com as tensões resistentes τ_{Rd1} e τ_{Rd2} .

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} \quad (2.11)$$

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:

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{K,inf,i} \cdot \text{sen} \alpha_i}{u \cdot d} \quad (2.12)$$

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 2.9.

$P_{K,inf,i}$: 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 $\tau_{sd,ef}$.

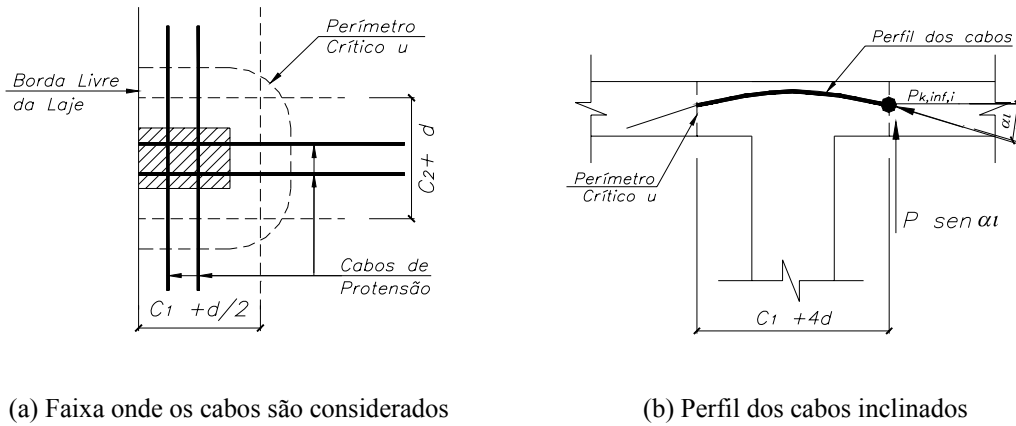


Figura 2.9 – Perímetro a ser considerado no cálculo de τ_{pd} .

2.2.2 – ACI 318M-02 *Building Code For Structural Concrete*

O ACI 318M-02 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 da armadura passiva nas duas direções. Os perímetros críticos dos dois modos para pilares de borda são mostrados na Figura 2.10.

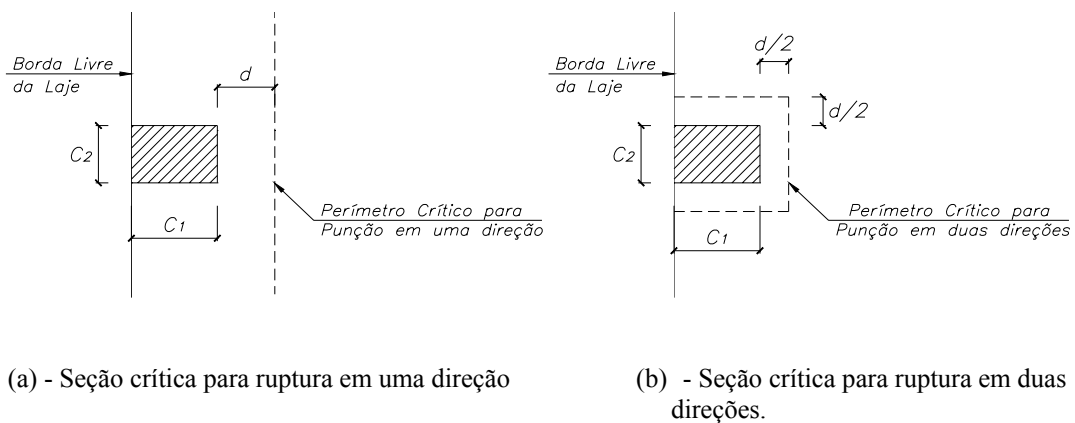


Figura 2.10 – Seções Críticas adotadas pelo ACI 318M-02.

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.

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

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

$$V_c = 2 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w d \quad (2.13)$$

onde:

f_c' : resistência característica do concreto;

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

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

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{20} + 5 \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w d \quad (2.14)$$

onde:

V_u : força de cisalhamento aplicada na seção b_w ;

M_u : momento fletor atuante na seção b_w ;

e

$$\frac{V_u \cdot d}{M_u} \leq 1,0 \quad (2.15)$$

Condições limite para o valor de V_c :

$$V_c \leq (1/6) \sqrt{f_c'} \cdot b_w d \quad (2.16)$$

$$V_c \geq 0,4 \sqrt{f_c'} \cdot b_w d \quad (2.17)$$

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.

2.2.2.2 – 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:

$$V_c = \left(1 + \frac{2(4)}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 d}{6} \quad (2.18)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 d}{12} \quad (2.19)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_0 d \quad (2.20)$$

onde:

$$\beta_c = L_{\text{pilar}} / l_{\text{pilar}} \quad (2.21)$$

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

l_{pilar} : menor dimensão da seção 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 seção e a componente vertical atua como uma carga equilibrante ou de desvio dentro do perímetro crítico.

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f_c'} + 0,3 f_{pc}) \cdot b_0 d + V_p \quad (2.22)$$

onde:

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

b_0 : perímetro da seção crítica medido em mm e, para pilares de borda, igual a $(3c_1 + 2d)$ como mostrado na Figura 2.10(b);

d : média aritmética alturas úteis da armadura passiva nas duas direções em mm, não podendo ser menor que 0,8h para elementos protendidos ou seções circulares;

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

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

A Equação (2.22) 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 quatro 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 por meio das Equações (2.18), (2.19) e (2.20) 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 2.11.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (2.63)$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (2.24)$$

b_1 : comprimento do perímetro crítico perpendicular à borda livre;

b_2 : comprimento do perímetro crítico paralelo à borda livre.

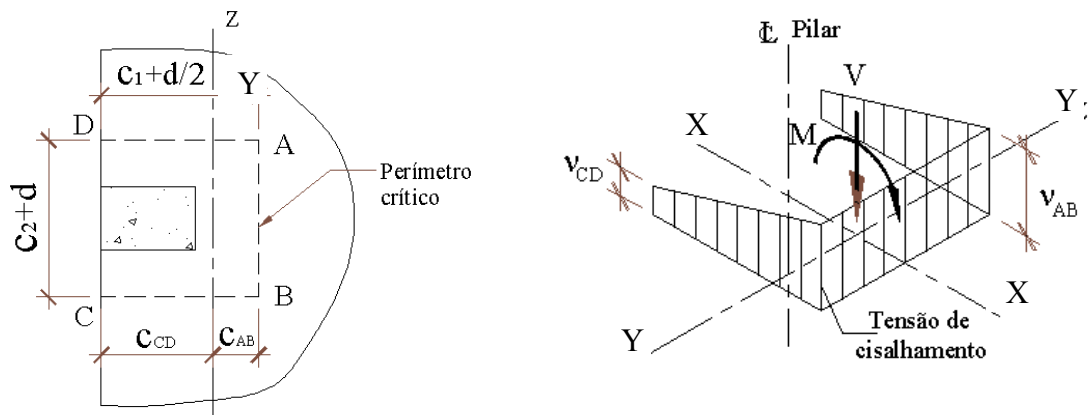


Figura 2.11 – Variação linear de tensões assumida para uma ligação laje/pilar de borda.

Na literatura pesquisada encontrou-se que Hanson e Hanson (MACGREGOR, 1992) adotaram arbitrariamente, baseados em experimentos com pilares de interior, que 60% do momento é transferido por flexão e 40% por excentricidade de força de cisalhamento. As Equações (2.63) e (2.24), 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 à 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 .

$$v_u \leq \phi v_n \quad (2.25)$$

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

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_0 d} \quad (2.26)$$

e

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{Jc} \quad (2.27)$$

sendo:

$$Jc = 2 \left(\frac{b_1 d^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{b_1^3 d}{12} \right) + 2(b_1 d) \left(\frac{b_1}{2} - c_{AB} \right)^2 + (b_2 d) \cdot c_{AB}^2 \quad (2.28)$$

com:

$$c_{AB} = \frac{2(b_1 d) \cdot b_1 / 2}{2(b_1 d) + b_2 d} \quad (2.29)$$

onde

V_u : carga atuante na ligação laje/pilar;

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

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 (2.29) é referente a pilares de borda, e é calculado da seguinte maneira:

$$c_{AB} = \frac{\text{Momentos de áreas das faces sobre AB}}{\text{Área das faces}} \quad (2.30)$$

J_c : momento polar de inércia da seção crítica. J_c na Equação (2.31) é referente a pilares de borda e calculado na direção perpendicular à borda livre. Com base na Figura 2.12, J_c é calculado da seguinte maneira:

$$J_c = Ix_{AD e BC} + Iy_{AD e BC} + (A \cdot x^2)_{AD e BC} + A_{AB} \cdot x^2 \quad (2.31)$$

onde:

$Ix_{AD e BC}$ e $Iy_{AD e BC}$: 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.

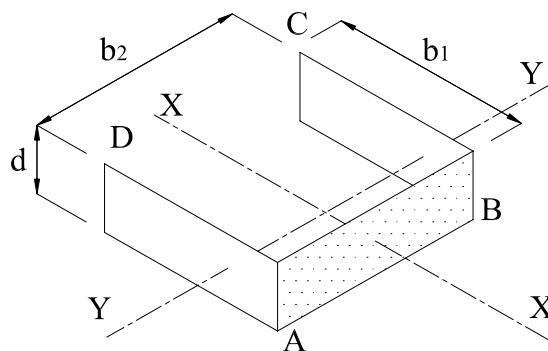


Figura 2.12 – Seção crítica para pilares de borda – MacGregor (1992).

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.

$$V_p = \frac{P}{r} \cdot l \quad (2.32)$$

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

$$V_p = \frac{2 \times P \times h_2}{(\beta l_1)^2} \times (c_2 + d) \quad (2.33)$$

onde:

P : força de protensão aplicada no cabo;

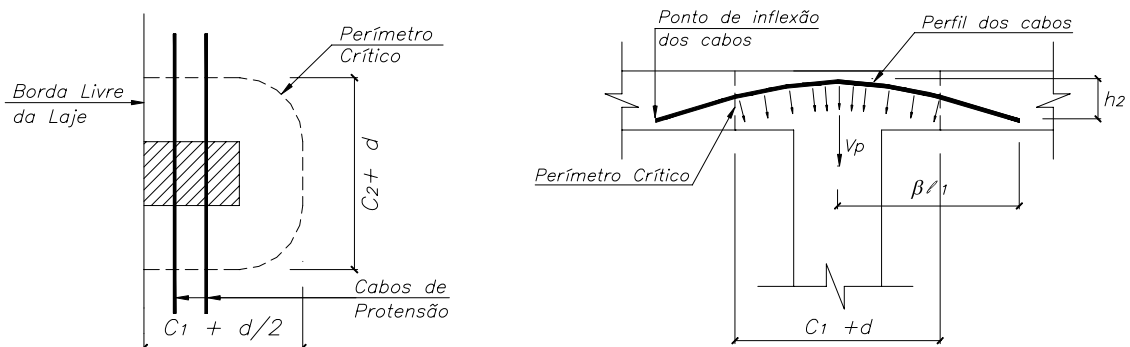
r : raio do perfil do cabo no trecho considerado;

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) Perfil dos cabos inclinados

Figura 2.13 – Perímetro a ser considerado no cálculo de V_p .

2.2.3 – EUROCODE 2:2001 Design of concrete structures

As regras apresentadas nesta seção da 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 $2d$ de distância do pilar ou área carregada. Para pilares de borda a Figura 2.14 mostra esse perímetro (ver Figura 2.14(a)) e um perímetro reduzido (ver Figura 2.14(b)), tomado quando existir momento fletor perpendicular à borda da ligação.

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.

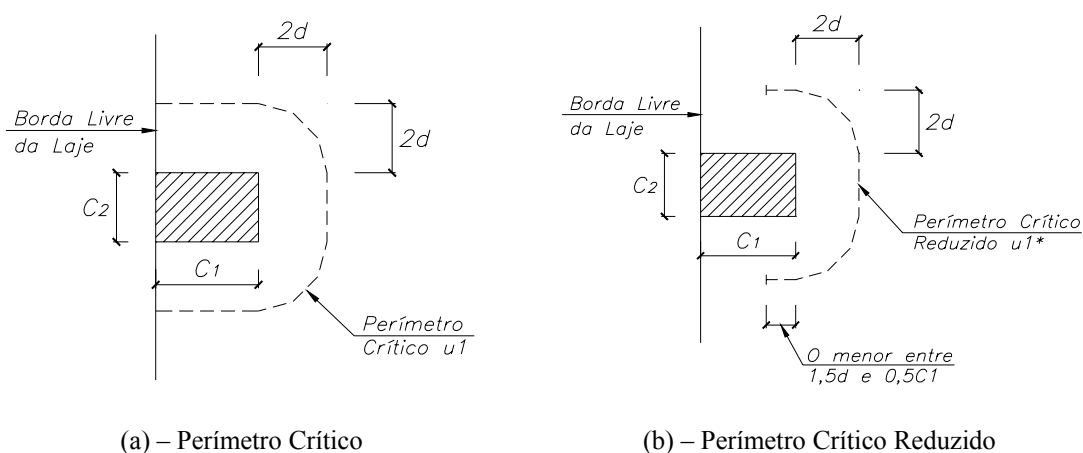


Figura 2.14 – Perímetros Críticos adotados pelo EUROCODE 2:2001.

As verificações a serem feitas são:

2.2.3.1 - Verificação no perímetro do pilar ou área carregada

A máxima tensão de cisalhamento não deve exceder:

$$v_{Ed} < v_{RD,max} \quad (2.34)$$

onde:

V_{ED} : força de cisalhamento de cálculo

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

2.2.3.2 - Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento.

Não será necessária armadura de cisalhamento se:

$$v_{Ed} < v_{RD,c} \quad (2.35)$$

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.

2.2.3.3 – Cálculo da tensão atuante

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

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (2.36)$$

onde:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (2.37)$$

M_{ED} : Momento atuante de cálculo.

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

$$W_1 = \frac{C_1^2}{4} + C_1 \cdot C_2 + 4C_1 \cdot d + 8d^2 + \pi d C_2 \quad (2.38)$$

k : como na tabela da NBR 6118:2003:

Tabela 2.5 - 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:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1^*}{W_1} \quad (2.39)$$

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:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} + k \frac{M_{Ed}}{W_1 \cdot d} \quad (2.40)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1^* \cdot d} + k \frac{M_{Ed}}{W_1 \cdot d} \quad (2.41)$$

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

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (2.42)$$

onde:

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

2.2.3.4 – 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 2.14, 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 2.14(b). $V_{RD,c}$, valor da resistência por unidade de área é dado por:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K \cdot (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,10 \sigma_{cp} \quad (2.43)$$

onde:

$$v_{RD,c} > 0,4 f_{ct,d} - 0,10 \sigma_{cp} \quad (2.44)$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (2.45)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (2.46)$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad (2.47)$$

$$\sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} \quad (2.48)$$

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_1 : 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:

$$v_{ED} = \frac{V_{ED}}{u_0 d} \quad (2.49)$$

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

$$v_{RD,máx} = 0,5 v f_{cd} \quad (2.50)$$

onde:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.51)$$

u_0 para pilares de borda é dado pela equação:

$$u_0 = c_x + 3d \leq c_x + 2c_y \quad (2.52)$$

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho aborda modelos locais que procuram reproduzir a região do pavimento em torno de pilares de borda sem *overhang* e com *overhang*, com cabos concentrados na faixa do pilar na direção perpendicular à borda da ligação e cabos distribuídos uniformemente na outra direção, como mostrado na Figura 3.1.

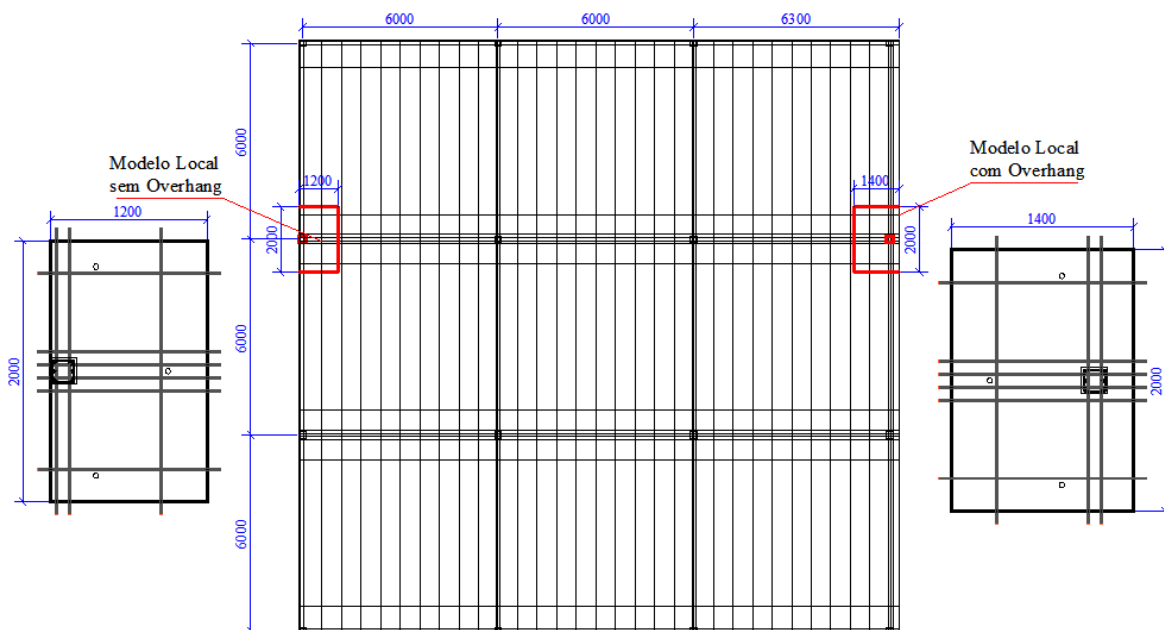


Figura 3.1 – Disposição dos cabos em um pavimento completo de laje lisa protendida.

É importante mencionar que a série de ensaios apresentados neste trabalho, faz parte da primeira série de ensaios do programa experimental de Helder Pontes em sua tese de doutorado na Universidade de Brasília.

As dimensões dos modelos locais foram escolhidas de maneira que estas ficassem dentro das dimensões da laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Teve-se também o cuidado de que os pontos de aplicação de cargas no modelo ficassem a igual distância do pilar.

A disposição dos cabos no modelo típico idealizado (ver Figura 3.1) foi adotada por ter comum aplicação em pavimentos reais de edifícios. Esta disposição de cabos tem em uma das direções cabos distribuídos uniformemente ao longo de todo o pavimento e na outra direção os cabos são concentrados em faixas que passam pelas linhas dos pilares. Desta forma, a disposição adotada torna o cálculo do painel de laje mais fácil, uma vez consideradas as faixas de cabos concentrados como vigas chatas, dividindo o pavimento em uma série de lajes armadas uniformemente em uma direção.

O presente trabalho aborda modelos locais que procuram reproduzir a região do pavimento em torno de pilares de borda com e sem *overhang*, com cabos concentrados na faixa do pilar na direção perpendicular à borda da ligação e cabos uniformemente distribuídos na outra direção, como mostrado na Figura 3.1.

Os modelos locais estudados se prestaram à investigação da resistência e de modos de ruptura 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 serão comparados com as previsões analíticas estabelecidas pela NBR 6118:2003 e por alguns códigos internacionais de referência, sendo eles o ACI 318M-02 e o EUROCODE 2:2001.

As variáveis adotadas para a definição dos modelos foram a relação momento sobre a força cortante (M/V) atuantes na ligação, a presença ou não do *overhang*, a relação c/d , as dimensões da seção transversal do pilar e a disposição dos cabos de protensão.

3.2 – DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.2.1 – Características básicas dos modelos

Foram ensaiados oito modelos de ligações laje/pilar de borda designados de L01 a L08. As dimensões de cada modelo variam quanto à existência ou não de *overhang* e também quanto à seção transversal dos pilares. É importante dizer que neste trabalho no modelo local a borda da ligação (laje/pilar) será denominada de borda da ligação, uma vez que os demais lados representam partes internas de um pavimento. A Figura 3.2 mostra em planta

e em vista tridimensional os modelos ensaiados. A Tabela 3.1 mostra as dimensões e as relações P1/P2 de cada modelo. É importante ressaltar que as relações P1/P2 adotadas procuram abranger possíveis variações das dimensões dos vãos nas duas direções e se enquadram na definição de carregamentos presentes em estruturas comuns. A relação $P1/P2 = 0,5$ representa um pavimento com vãos iguais em ambas as direções, enquanto que a relação $P1/P2 = 4$ representa um pavimento com vãos de borda maiores que o vão interno.

Tabela 3.1 – Dimensões de cada modelo ensaiado

Modelo	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Dimensões dos Pilares (mm)	Overhang	Relação P1/P2
L01	1200	2000	200 x 200	---	0,5
L02	1200	2000	200 x 200	---	0,5
L03	1200	2000	150 x 300	---	4,0
L04	1200	2000	150 x 300	---	0,5
L05	1400	2000	200 x 200	200	4,0
L06	1400	2000	200 x 200	200	0,5
L07	1400	2000	200 x 200	200	4,0
L08	1400	2000	200 x 200	200	0,5

A altura total dos pilares é de 1620 mm, tendo 900 mm acima do plano superior da laje e 600 mm abaixo do plano inferior da laje. Como a espessura das lajes de todos os modelos é de 120 mm, o plano médio da laje do modelo passa a uma altura de 660 mm. A Figura 3.2 mostra em planta e em vista tridimensional um dos modelos ensaiado em laboratório.

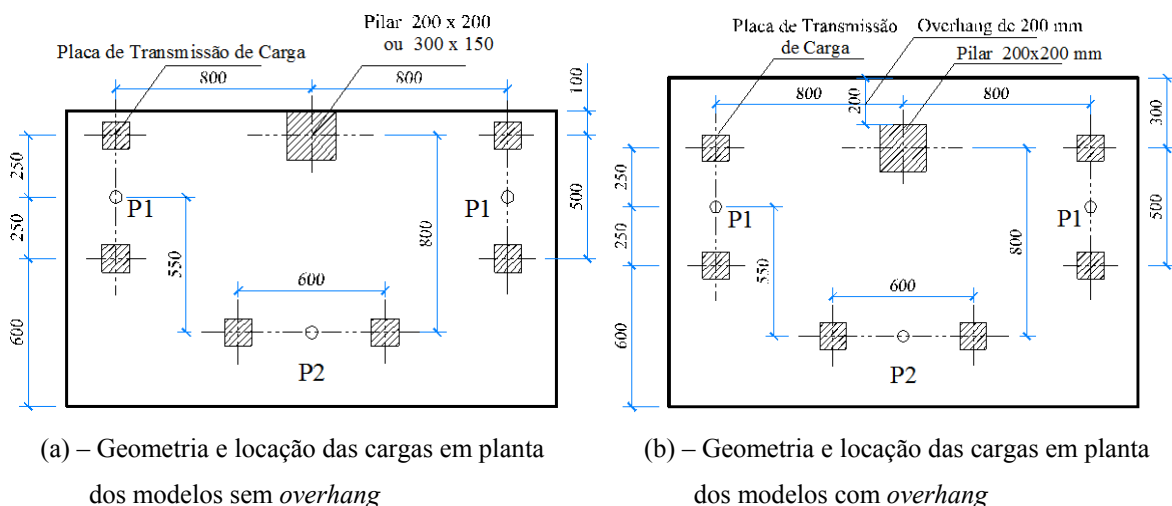
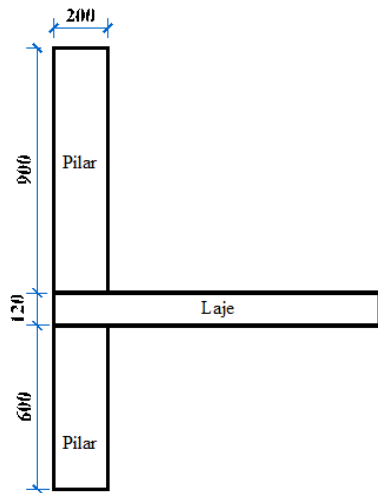
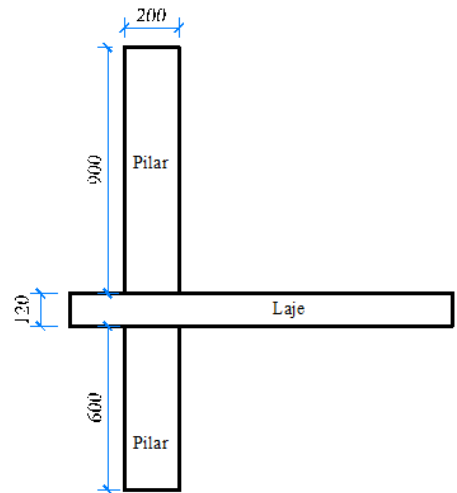


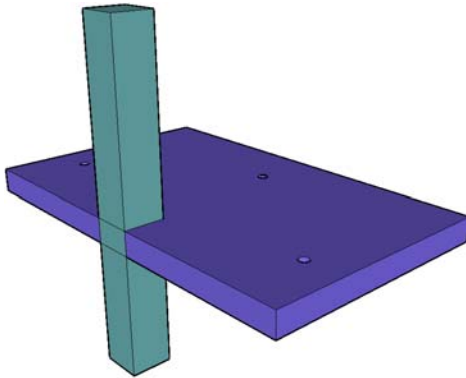
Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio.



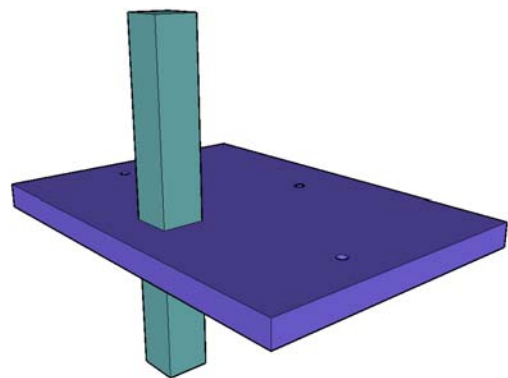
(c) – Vista lateral do modelo sem *overhang*



(d) – Vista lateral do modelo com *overhang*



(e) – Vista lateral do modelo sem *overhang*



(f) – Vista do modelo com *overhang* em 3D

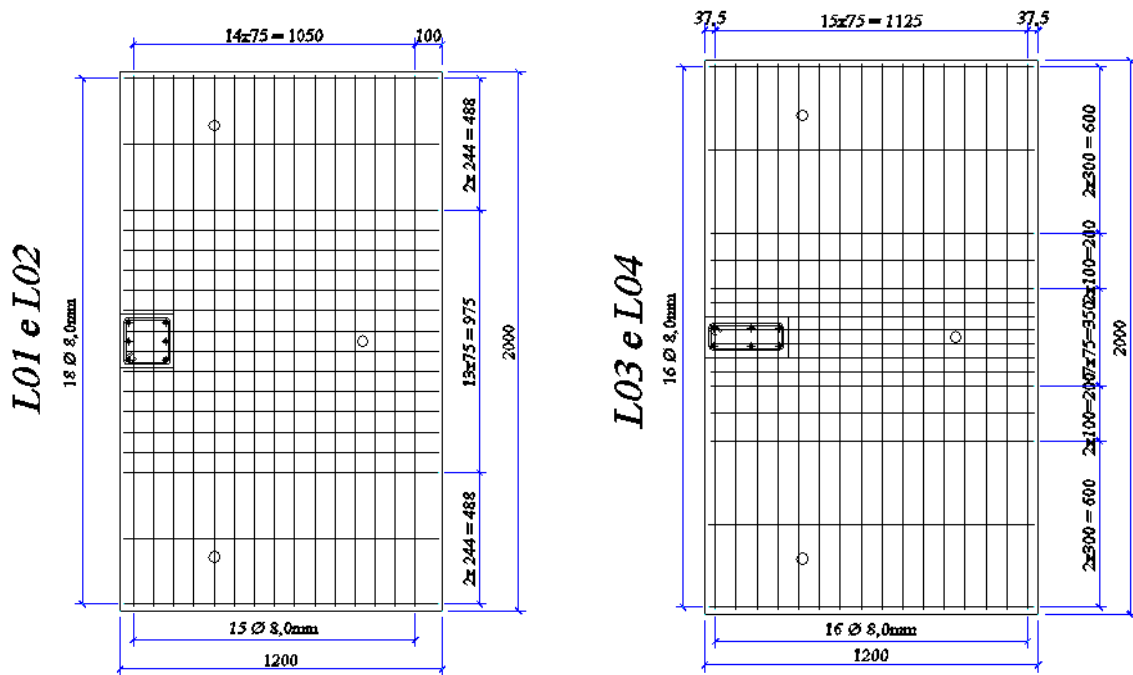
Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio. – *cont.*

3.2.2 – Armadura Passiva

Os modelos L01 e L02 possuíam armadura passiva igual e diferente armadura ativa, possuíam também uma malha de armadura negativa de flexão com barras de aço de diâmetro \varnothing 8,0 mm nas duas direções, tendo na direção paralela à borda da ligação, quinze barras distribuídas uniformemente e na direção perpendicular à borda da ligação dezoito barras, sendo essa distribuição mais concentrada na faixa central por onde passa a linha do pilar.

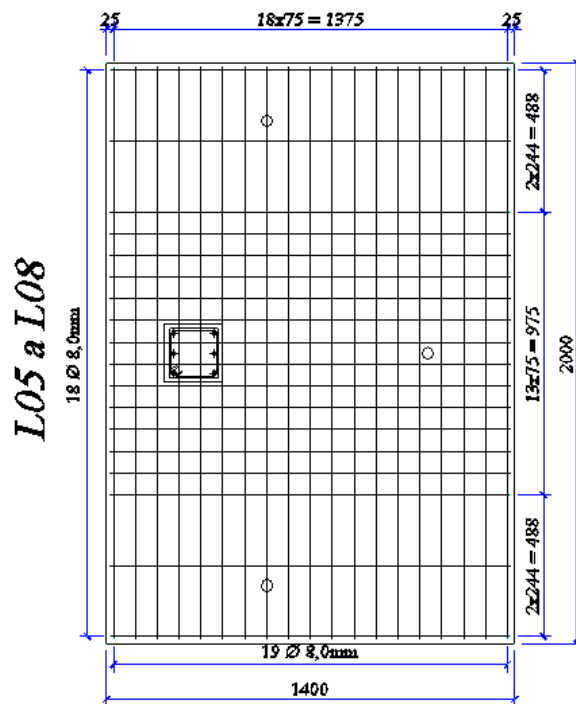
Os modelos L03 e L04 possuíam uma malha de armadura negativa de flexão com barras de aço de diâmetro \varnothing 8,0 mm nas duas direções, tendo na direção paralela à borda da ligação, dezesseis barras distribuídas uniformemente e na direção perpendicular à borda da ligação dezesseis barras, sendo esta distribuição mais concentrada na faixa central por onde passa a linha do pilar.

Os modelos L05 a L08, modelos com *overhang*, possuíam uma malha de armadura negativa de flexão com barras de aço de diâmetro \varnothing 8,0 mm nas duas direções, tendo na direção paralela à borda da ligação, dezenove barras distribuídas uniformemente e na direção perpendicular à borda da ligação dezoito barras, sendo esta distribuição mais concentrada na faixa central por onde passa a linha do pilar. Mais detalhes da armadura passiva negativa das lajes dos modelos podem ser vistos na Figura 3.3, a seguir.



(a) – Laje dos modelos L01 e L02.

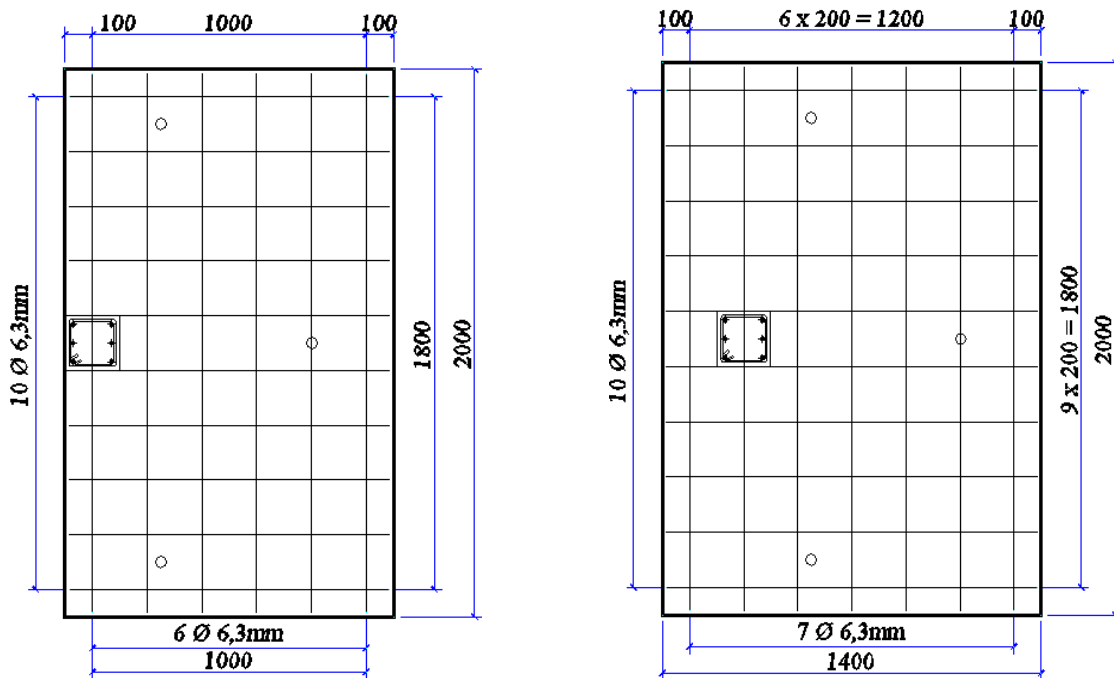
(b) – Laje dos modelos L03 e L04.



(c) – Laje dos modelos de L05 à L08.

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

Em todos os modelos a armadura 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.



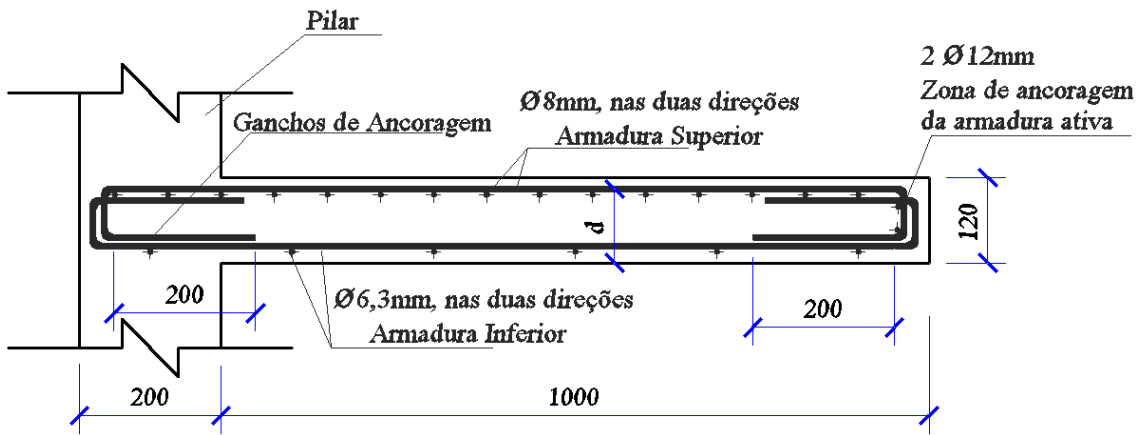
(a) – Laje dos modelos sem *overhang*.

(b) – Laje dos modelos com *overhang*.

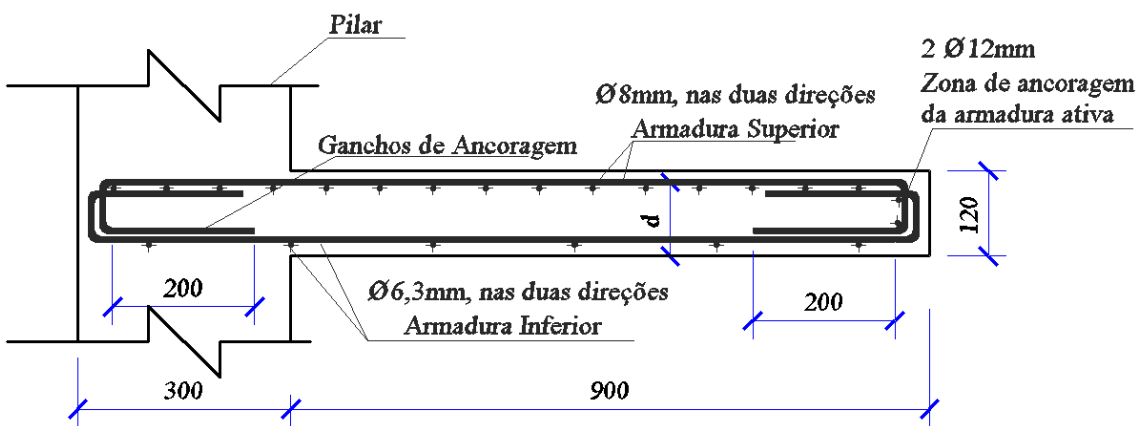
Figura 3.4 – Armadura passiva inferior de flexão para todas as lajes dos modelos, com e sem *overhang*.

A ancoragem dessas armaduras, tanto negativa como positiva, foi feita por meio de ganchos em forma de “U”, com comprimento da ponta reta de 200 mm (maior que 8ϕ).

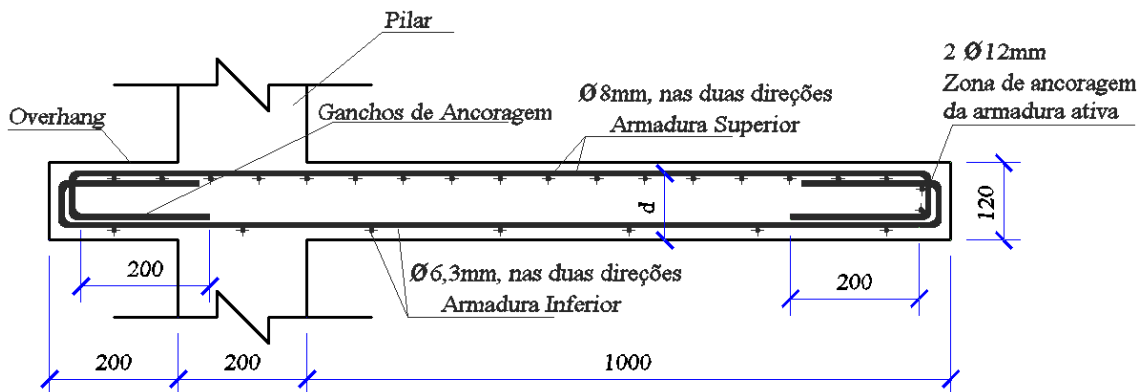
Para absorver os esforços de tração que ocorrem na região da ancoragem dos cabos (zona de ancoragem da armadura ativa), foram acrescentadas em todos os modelos duas barras de $\phi 12,5$ mm (uma na face superior e uma na face inferior da laje) em todas as bordas do modelo. A Figura 3.5 mostra a posição dessas barras na zona de ancoragem da armadura ativa.



(a) – Seção transversal dos modelos L01 e L02.



(b) – Seção transversal dos modelos L03 e L04.

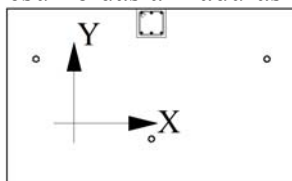


(c) – Seção transversal dos modelos L05a L08, com *overhang* .

Figura 3.5 – Detalhamento da armadura passiva dos modelos.

A Tabela 3.2 mostra um resumo de todos os dados das armaduras passiva e ativa para cada um dos oito modelos locais confeccionados. As medidas da altura útil d da armadura passiva e d_p da armadura ativa, 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 3.2 – Resumo das armaduras passiva e ativa.

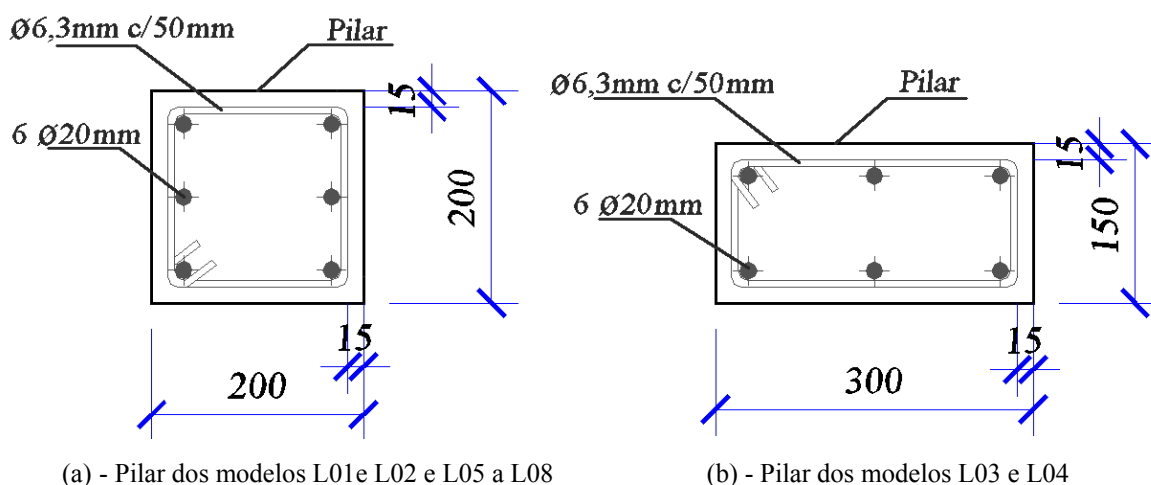


Modelo	h (mm)	d_x (mm)	d_y (mm)	ρ_x (%)	ρ_y (%)
L01	120	96	104	0,66	1,06
L02	120	98	106	0,63	1,03
L03	120	99	107	0,66	0,93
L04	120	96	104	0,70	0,96
L05	120	97	105	0,64	0,95
L06	120	98	106	0,63	0,94
L07	120	90	98	0,60	1,04
L08	120	95	103	0,66	0,97

NOTA: as medidas de altura útil foram obtidas *in-loco* após a armação dos modelos.

A disposição da armadura na direção Y dos modelos L03 e L04 não altera a taxa de armadura em relação aos demais modelos devido às dimensões do pilar (150 x 300 mm).

A armadura dos pilares em cada modelo era composta por seis barras longitudinais de diâmetro $\varnothing 20,0$ mm e por estribos de $\varnothing 6,3$ mm a cada 50 mm. A Figura 3.6 mostra em detalhe esta armadura na seção transversal do pilar.



(a) - Pilar dos modelos L01e L02 e L05 a L08

(b) - Pilar dos modelos L03 e L04

Figura 3.6 – Detalhamento da armadura dos pilares na seção transversal.

3.2.3 – Armadura ativa

Os cabos utilizados na protensão das lajes de todos os modelos tinham diâmetro de $\varnothing 12,7$ mm. Como mencionado anteriormente o sistema de protensão adotado foi o de protensão não aderente (uso de monocordoalha engraxada) e a armadura ativa foi empregada nas duas direções com quantidades de cabos distintas. As monocordoalhas utilizadas nas lajes foram do tipo CP 190RB de sete fios. A Figura 3.7 apresenta detalhes da monocordoalha utilizada.

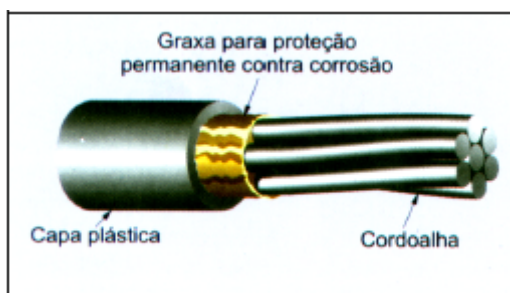
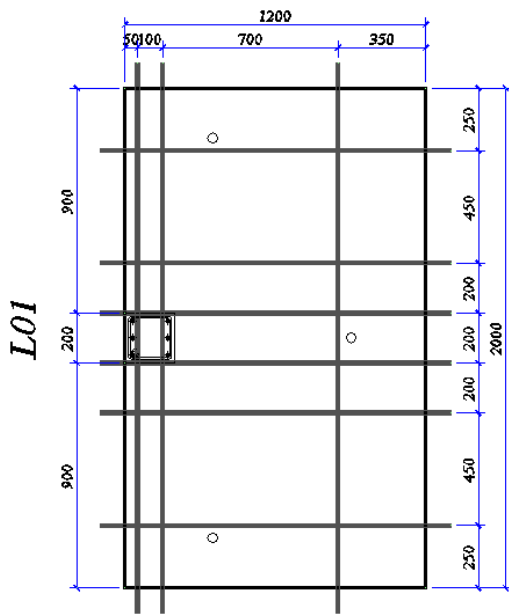


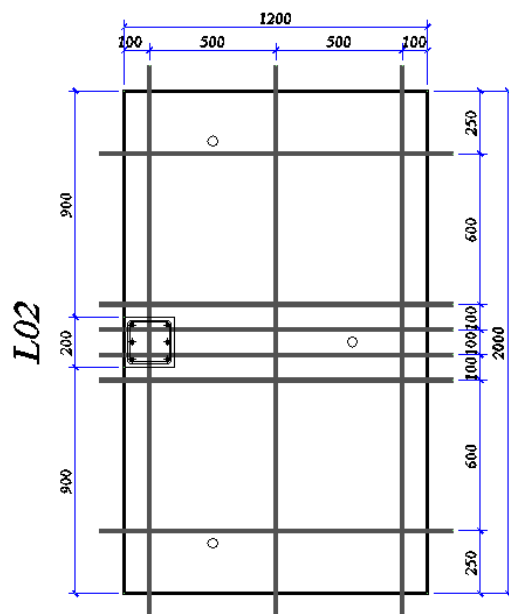
Figura 3.7 – Monocordoalha engraxada. - CAUDURO (1997)

Quanto à disposição dos cabos, todos os modelos possuíam três cabos na direção paralela à borda da ligação e na direção perpendicular à borda da ligação havia seis cabos, sendo que quatro desses cabos ficavam concentrados na linha do pilar.

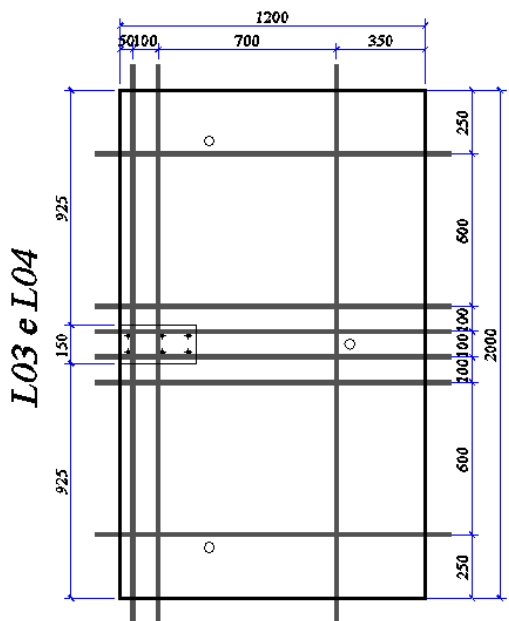
De acordo com a disposição dos cabos, foram os modelos divididos de três maneiras distintas. A primeira consiste nos modelos L01, L05 e L06, que possuem na direção perpendicular à borda da ligação seis cabos, dos quais quatro estão centrados na linha do pilar com um espaçamento de 200 mm entre si. A segunda consiste no modelo L02, que se diferencia dos demais por apresentar três cabos na direção paralela à borda da ligação espaçados de 500 mm entre si e possui na direção perpendicular à borda da ligação seis cabos, dos quais quatro estão centrados na linha do pilar com um espaçamento de 100 mm entre si. A terceira consiste nos modelos L03, L04, L07 e L08, que possuem também na direção perpendicular à borda da ligação seis cabos dos quais quatro estão centrados na linha do pilar com um espaçamento de 100 mm entre si. A Figura 3.8 mostra a disposição e os espaçamentos dos cabos em planta.



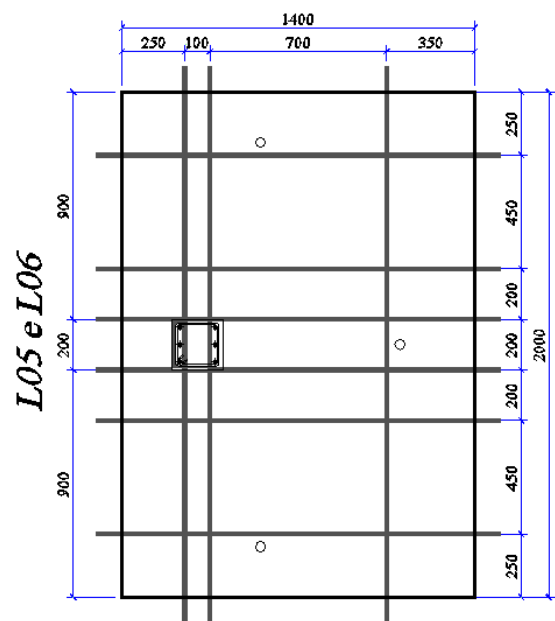
(a) – Disposição dos cabos do modelo L01.



(b) – Disposição dos cabos do modelo L02.

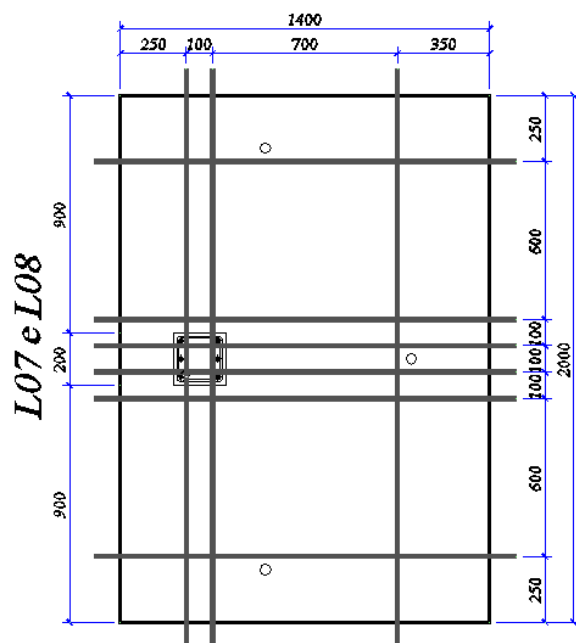


(c) – Disposição dos cabos dos modelos L03 e L04.



(d) – Disposição dos cabos dos modelos L05 e L06.

Figura 3.8 – Disposição da armadura ativa em planta



(e) – Disposição dos cabos dos modelos L07 e L08.

Figura 3.8 – Disposição da armadura ativa em planta. – *cont.*

Os cabos perpendiculares à borda da ligação que não passavam pelo trecho de faixa central dos mesmos apresentavam perfil reto enquanto que os demais em ambas as direções apresentavam perfil curvo. Os perfis dos cabos com suas locações e cotas fixas podem ser vistos na Figura 3.10. A Tabela 3.2 mostra as cotas verticais variáveis dos cabos em cada modelo. Os cabos receberam a numeração apresentada a seguir na Figura 3.9.

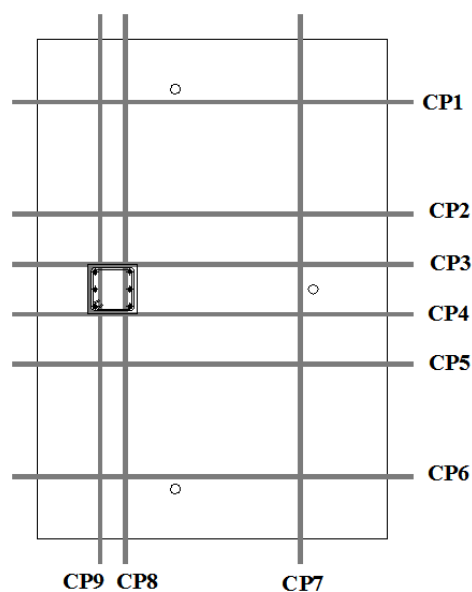
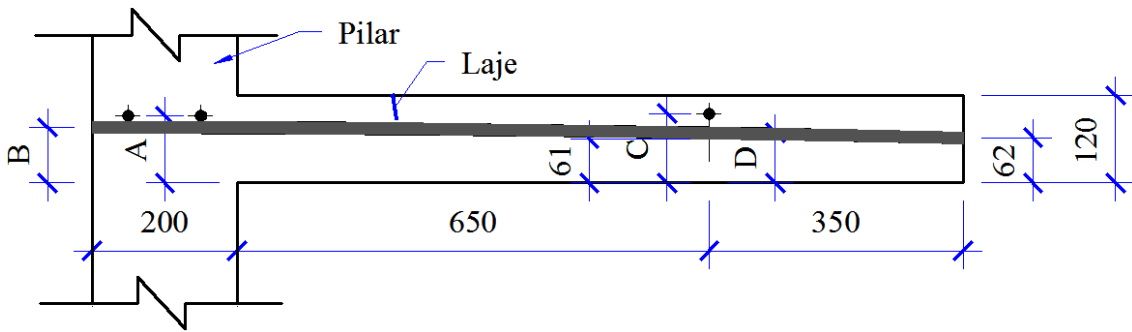
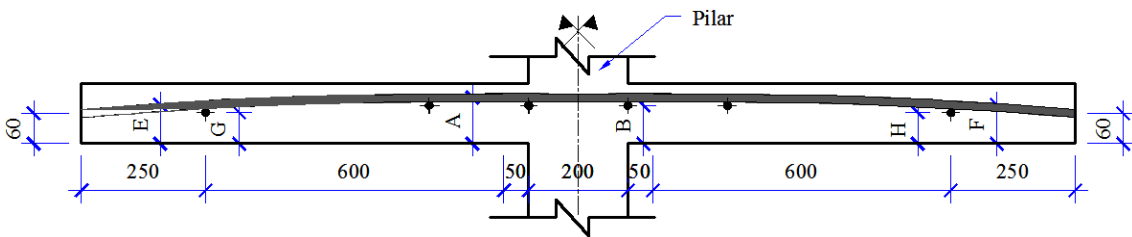


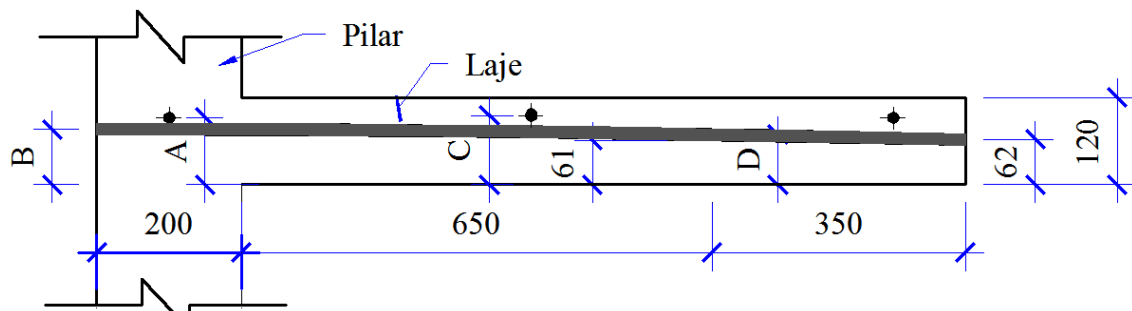
Figura 3.9 – Numeração dos cabos dos modelos



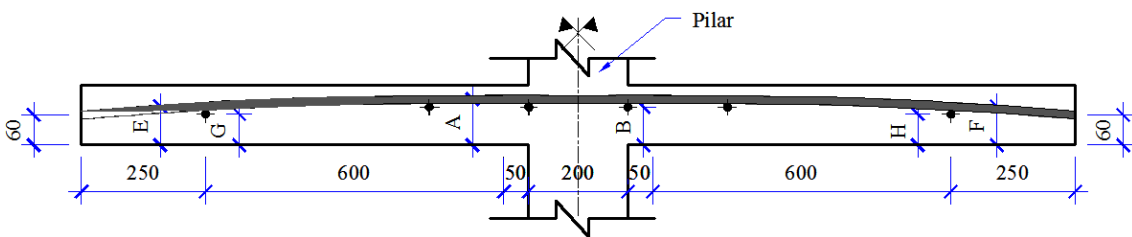
(a) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação do modelo L01.



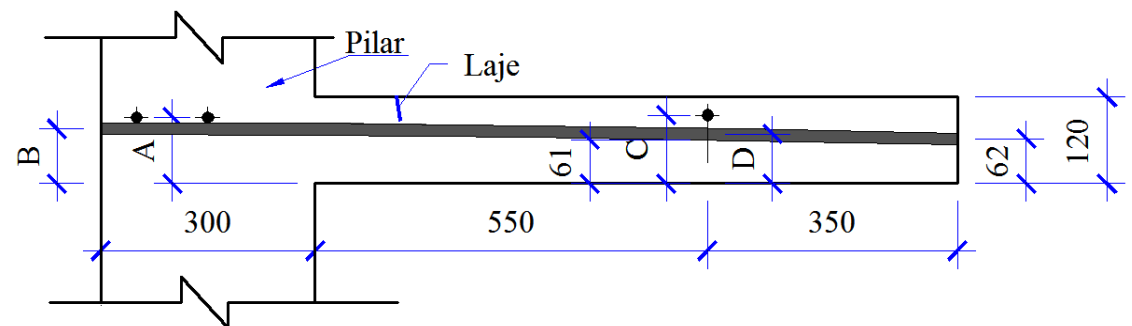
(b) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação do modelo L01.



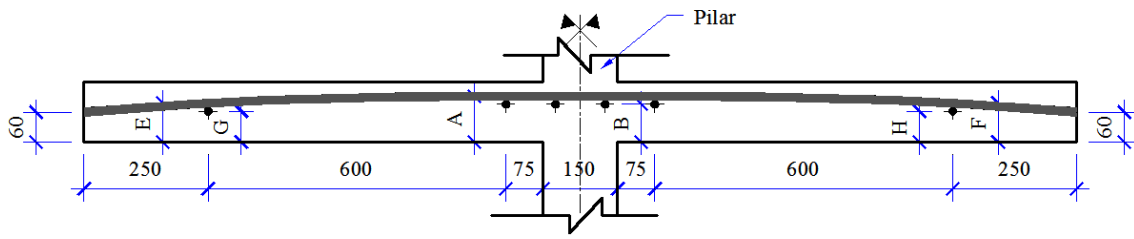
(c) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação do modelo L02.



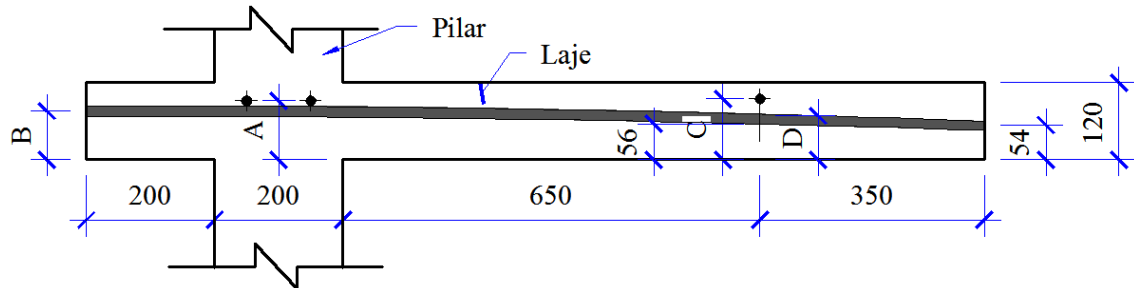
(d) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação do modelo L02.



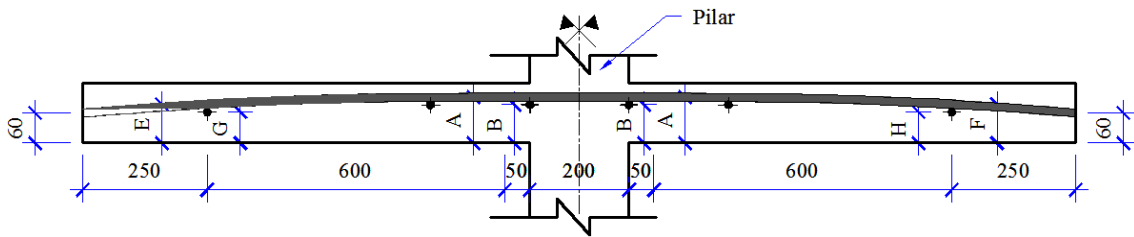
(e) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação dos modelos L03 e L04.



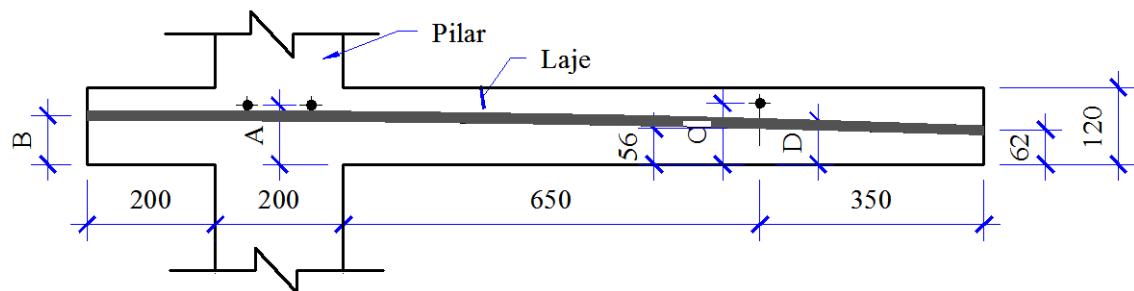
(f) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação dos modelos L03 e L04.



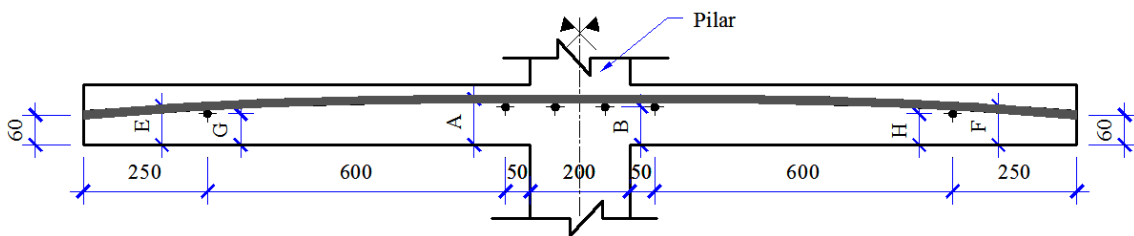
(g) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação dos modelos L05 e L06.



(h) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação dos modelos L05 e L06.



(i) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação dos modelos L07 e L08.



(j) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação dos modelos L07 e L08.

Figura 3.10 – Vistas dos modelos com a armadura ativa de perfil parabólico.

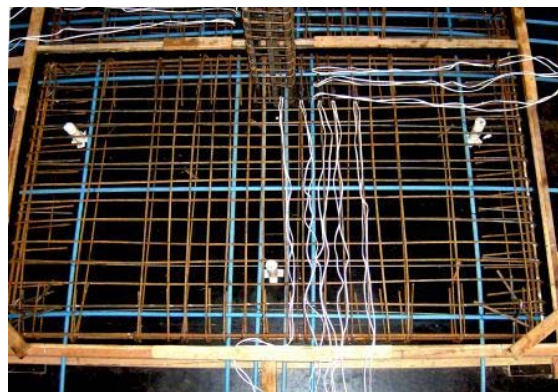
Tabela 3.3 – Cotas verticais dos cabos de protensão dos modelos (mm).

Modelo	A	B	C	D	E	F	G	H
L01	100	84	103	77	84	86	70	67
L02	99	84	105	77	85	84	66	69
L03	104	86	100	79	83	89	70	71
L04	98	85	100	78	83	82	67	68
L05	101	85	97	78	85	81	71	67
L06	102	85	100	77	81	88	77	73
L07	95	81	96	75	84	82	68	67
L08	102	85	103	77	88	84	71	69

A seguir é mostrado na Figura 3.11 o aspecto final da armadura passiva instrumentada e ativa já posicionada em cada um dos modelos antes da concretagem.



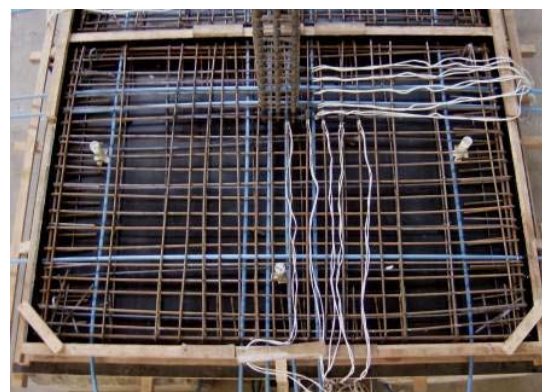
(a) – Modelo L01



(b) – Modelo L02



(c) – Modelo L05



(d) – Modelo L08

Figura 3.11 – Aspecto final das armaduras passiva e ativa dos modelos. – cont.

3.2.4 - Fôrmas e concretagem das lajes dos modelos

As fôrmas utilizadas para os modelos foram feitas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília em madeirite. Foram produzidos quatro blocos de fôrmas, com o objetivo de produzir oito modelos locais em uma única concretagem. Cada bloco de fôrma tinha, portanto, a capacidade de produzir dois modelos locais de ensaio como mostra a Figura 3.12.

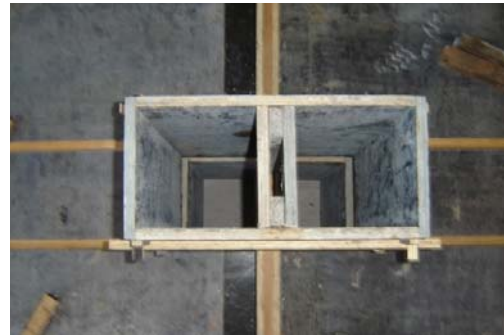


Figura 3.12 – Fôrmas dos modelos locais.

A não fixação das fôrmas dos pilares superiores à fôrma das lajes se deve a uma maior facilidade executiva para a concretagem do modelo, como será visto e explicado adiante. As formas dos pilares inferiores e superiores e suas posições finais são mostradas na Figura 3.13.



(a) – Vista lateral das fôrmas



(b) – Vista superior das fôrmas

Figura 3.13 – Fôrmas dos pilares inferior e superior dos modelos L03 e L04.

Os modelos foram concretados monoliticamente, todos no mesmo dia, com concreto usinado, a Figura 3.14 mostra detalhes da concretagem. O traço empregado na dosagem do concreto é mostrado na Tabela 3.3, que apresenta também as quantidades de material gasto por m^3 de concreto.



(a) – Utilização dos vibradores na concretagem



(b) – Acabamento da superfície do concreto.

Figura 3.14 – Concretagem dos modelos.

Tabela 3.4 – Traço e quantidades de material gasto para 1 m³ de concreto.

ÍTEM	QUANTIDADES
Cimento	490 Kg
Areia Natural	407 Kg
Areia Artificial	281 Kg
Brita Zero	1007 Kg
Fator água/cimento	0,41
Aditivo	3,43 Kg
Traço do Concreto	1 : 0,83 : 0,57 : 2,06

Foi feito o teste do abatimento do tronco de cone para verificar a consistência do concreto. O resultado esperado para o teste era um abatimento de 10 cm ± 2 cm e foi obtido um abatimento de 10,5 cm, resultado este que assegurou a validade do teste. A Figura 3.15, mostra a execução do teste.



Figura 3.15 – Teste do abatimento do tronco de cone.

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 3.16.



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



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

Figura 3.16 – Lançamento e adensamento do concreto.

Foram moldados 36 corpos de prova durante a concretagem dos modelos. Os corpos de prova foram usados para determinar a resistência à tração, resistência a compressão e módulo de elasticidade do concreto no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília. As amostras foram moldadas com o concreto empregado a cada dois modelos. Eles foram adensados com vibradores de imersão 25 mm como mostra a Figura 3.17.



Figura 3.17 – Moldagem dos corpos de prova.

Os modelos foram concretados primeiramente pela parte do pilar inferior, seguido da concretagem da laje e por último a parte superior do pilar. Depois de concretadas a parte inferior do pilar e a laje do modelo, colocou-se a fôrma da parte superior do pilar. Depois de concretados os três elementos dos modelos foi feito um acabamento na superfície das

lajes e na superfície da parte superior do pilar. A Figura 3.18 mostra parte do processo de concretagem.



(a) – Acabamento das lajes



(b) – Colocação das formas superiores dos pilares



(c) - Modelos com as três etapas de concretagem concluídas.



(d) – Acabamento na superfície das lajes.

Figura 3.18 – Acabamento e aspecto final dos modelos após a concretagem.

Para a cura dos modelos foram colocados panos sobre estes e depois uma lona plástica foi usada para cobri-los. Os modelos ficaram assim por seis dias e permaneceram mais dois dias somente com os 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.

3.2.5 - Detalhes Construtivos

Antes da concretagem, os modelos receberam quatro ganchos, um em cada canto das lajes dos modelos com o objetivo de facilitar o transporte, içando-os por meio de uma ponte rolante com capacidade de 5 t, dentro do Laboratório de Estruturas. A Figura 3.19 mostra o transporte de um dos modelos por meio desses ganchos.



Figura 3.19 – Içamento e transporte dos modelos por meio de cabos de aço fixados em ganchos.

Nos pontos de aplicação de carga foram transpassados, nas fôrmas de todos os modelos, trechos de tubos PVC de 40 mm de diâmetro e 120 mm de comprimento (ver Figura 3.20), para possibilitar a instalação dos tirantes metálicos do esquema de ensaio como será mostrado mais adiante.



Figura 3.20 – Canos de PVC fixados nas fôrmas.

3.2.6 - Instrumentação

Foram instrumentadas algumas das barras da armadura passiva negativa de flexão dos modelos locais utilizando extensômetros elétricos da marca KYOWA, de resistência de $120,2 \pm 0,2 \Omega$, do tipo KGF-5-120-C1-11 e com fator de calibração de 2,10. Foram usados no total 152 extensômetros, eles foram colados aos pares em cada barra e dispostos em oito posições dentro de cada um dos modelos ensaiados.

Antes de fixar os extensômetros nas barras, foi feito um tratamento especial na superfície onde seriam colados os extensômetros. Para o tratamento dessa superfície, primeiramente ela foi limada e lixada, para eliminar as nervuras existentes na barra, com o objetivo de deixar toda a região de atuação dos extensômetros a mais lisa possível. Depois de ter a superfície lisa o suficiente, foi feita a limpeza da mesma com três tipos de soluções: primeiro álcool isopropílico, depois solução condicionadora e, por último, uma solução neutralizadora. O objetivo era retirar todos os resíduos presentes na superfície. Feito o tratamento da superfície, 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 3.21 mostra uma barra já limada e lixada e com um extensômetro colado e a Figura 3.22 apresenta as posições dos extensômetros nos modelos.



Figura 3.21 – Extensômetro colado em barra da armadura passiva.

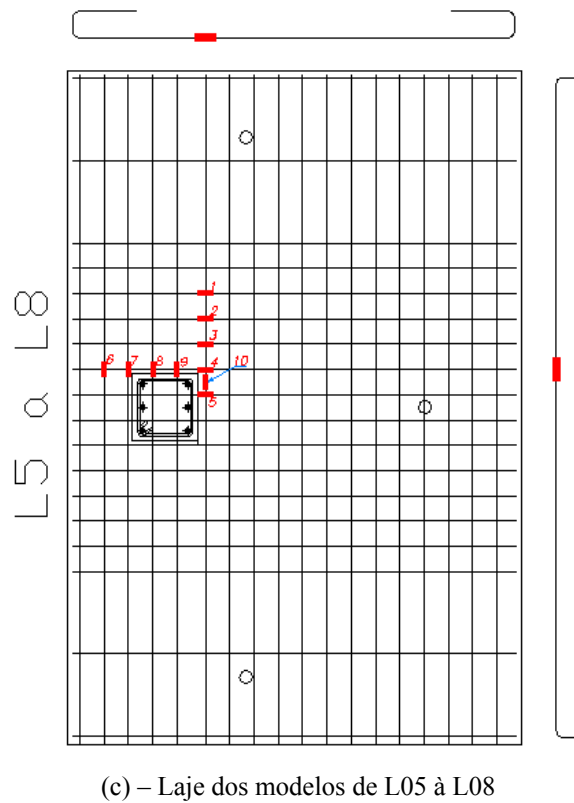
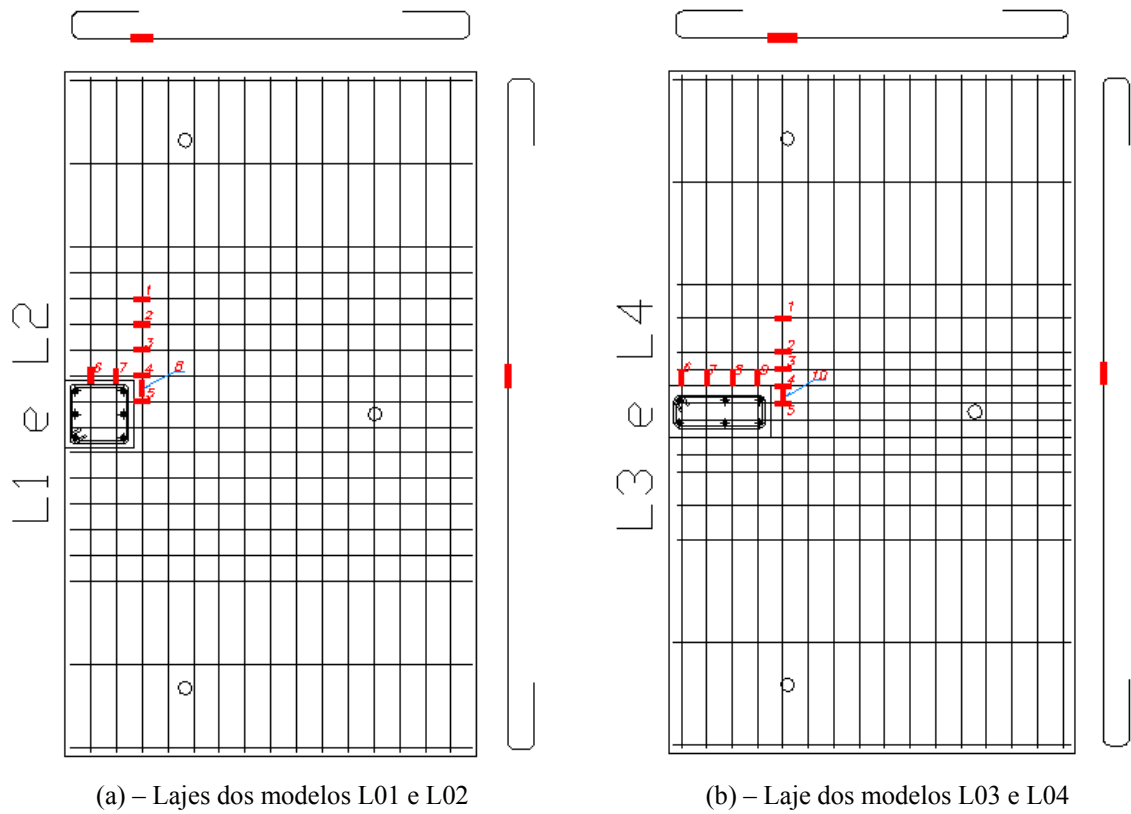


Figura 3.22 – Disposição dos extensômetros nas barras da armadura passiva de flexão.

Depois do processo de fixação dos extensômetros, cada terminal foi soldado a uma ponta de um cordão flexível paralelo, sendo que estes foram presos à barra por braçadeiras. Depois de soldados os terminais a região da solda foi protegida por uma camada de resina epóxi, para evitar atrito, choques mecânicos e também para isolar eletricamente. Para a execução desta etapa foi providenciada uma bancada para dar mais eficiência ao processo. A bancada e a camada de resina epóxi são mostradas na Figura 3.23.



(a) – Bancada para colocação da proteção isolante com resina epóxi.



b) – Detalhe da proteção isolante com resina epóxi.

Figura 3.23 – Proteção isolante dos extensômetros com araldite.

Mesmo depois de executada a proteção com resina epóxi, adicionou-se ainda uma camada de silicone para fornecer uma maior proteção mecânica ao conjunto. Esta proteção adicional de silicone pode ser vista na Figura 3.24.



Figura 3.24 – Proteção mecânica dos extensômetros com silicone.

E finalmente deu-se uma última camada protetora usando fita isolante auto-fusão como é mostrado na Figura 3.25.

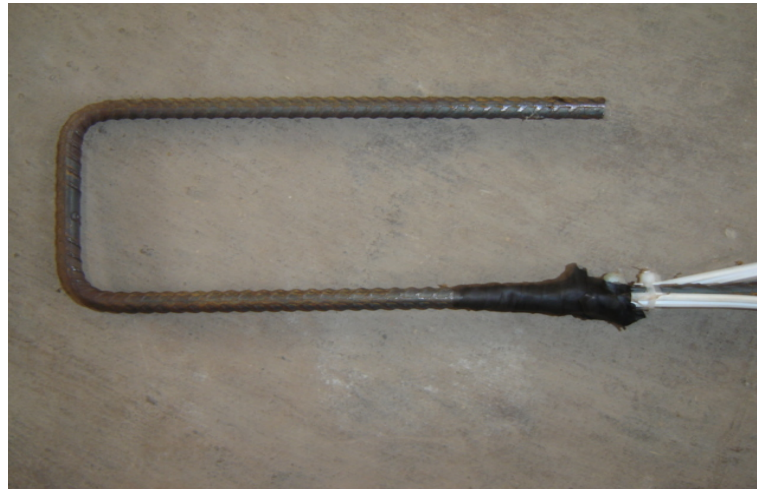
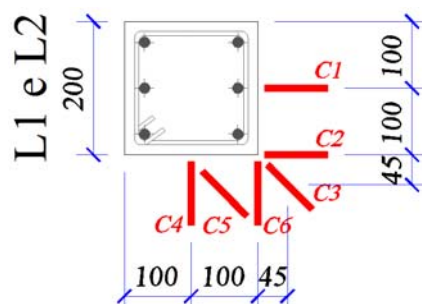


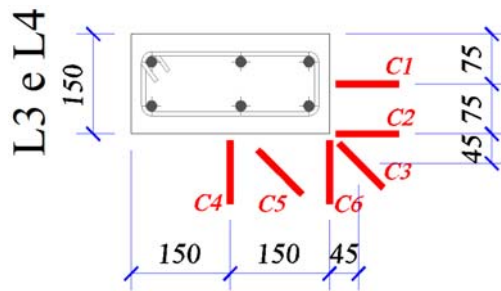
Figura 3.25 – Proteção final dos extensômetros com fita isolante.

O concreto também foi instrumentado. A superfície inferior da laje próxima ao pilar foi mapeada por extensômetros elétricos da marca KYOWA de resistência de $119,8 \pm 0,2 \Omega$ do tipo KC-70-120-A1-11 e com fator de calibração de 2.10, com o objetivo de medir as deformações durante o ensaio. Cada um dos modelos recebeu seis extensômetros que foram dispostos radialmente de forma a cobrir apenas um quadrante do modelo, como mostra a Figura 3.26. Para possibilitar a colagem dos extensômetros na superfície do concreto, esta foi antes lixada, limpa com álcool e regularizada com resina epóxi.

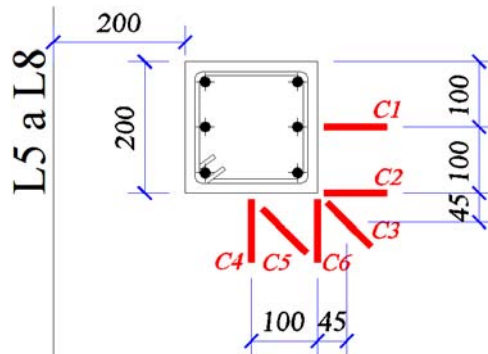


(a) – Disposição dos extensômetros em torno dos pilares dos modelos L01 e L02.

Figura 3.26 – Disposição dos extensômetros colados na face inferior da laje.



(b) – Disposição dos extensômetros em torno dos pilares dos modelos L03 e L04.

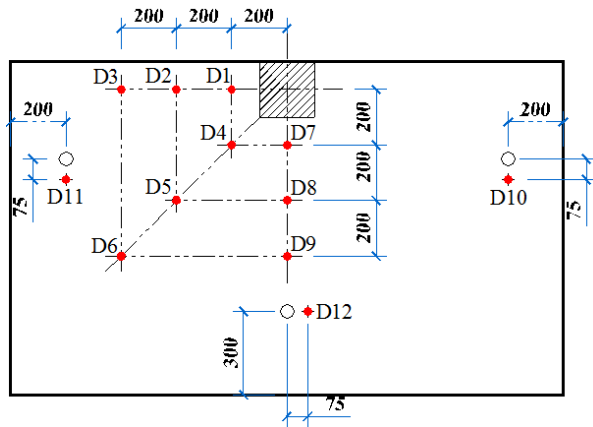


(c) – Disposição dos extensômetros em torno dos pilares dos modelos L01 e L02.

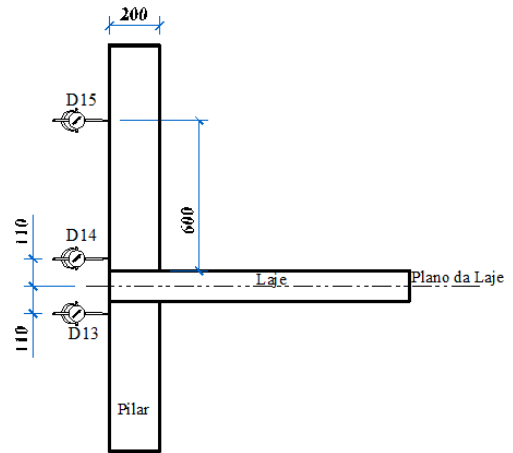
Figura 3.26 – Disposição dos extensômetros colados na face inferior da laje. – *cont.*

Considerando a hipótese de que a geometria do modelo e o carregamento são simétricos ao eixo perpendicular à borda da ligação que passa pelo centro do pilar, terá os efeitos também simétricos a esse eixo e desse modo pôde-se reduzir a quantidade de extensômetros tanto para barras quanto para o concreto.

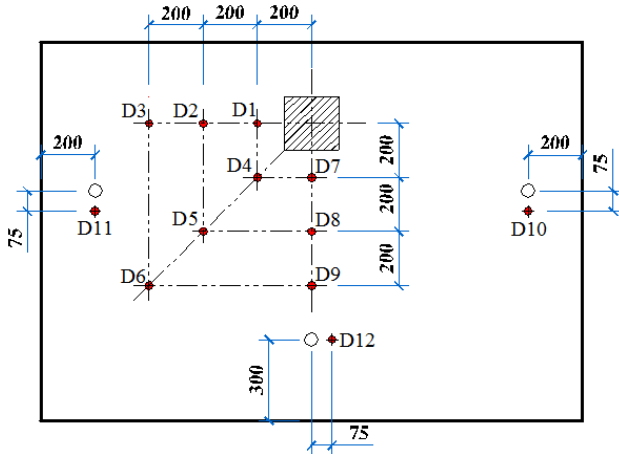
Quanto aos deslocamentos horizontais e verticais de cada modelo, estes foram medidos por meio de defletômetros mecânicos da marca HUGGENBERGER ZÜRICH. Foram utilizados 15 defletômetros em cada modelo; as posições de cada defletômetro são apresentadas na Figura 3.27. Os defletômetros de número D1 a D9 foram colocados na face superior da laje na posição vertical mapeando o mesmo quadrante que os extensômetros do concreto da face inferior. Considera-se também aqui a hipótese de simetria mencionada anteriormente. Os defletômetros D10, D11 e D12, foram colocados na face inferior da laje próximo aos três pontos de aplicação de carga com o objetivo de monitorar os deslocamentos destes pontos. Os defletômetros D13, D14 e D15 foram colocados no pilar de cada modelo na posição horizontal com o objetivo de monitorar de uma forma global os deslocamentos horizontais do modelo e também a rotação do pilar.



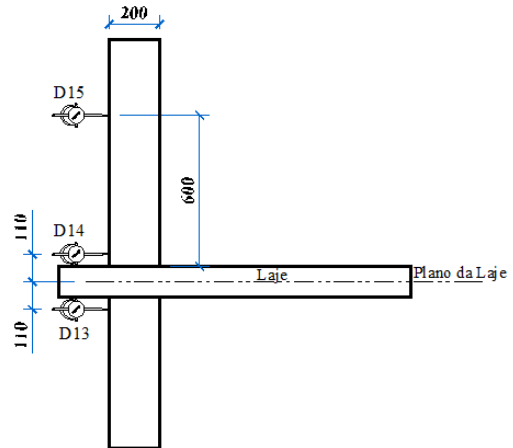
(a) – Locação dos defletômetros nos modelos sem *overhang*.



(b) – Locação dos defletômetros dos pilares, nos modelos sem *overhang*.



(b) – Locação dos defletômetros dos modelos com *overhang*



(d) – Locação dos defletômetros dos pilares, nos modelos com *overhang*.



(e) – Defletômetros posicionados na face superior.



(f) – Defletômetros posicionados na face inferior.

Figura 3.27 – Posicionamento dos defletômetros em várias partes do modelo.



(g) – Defletômetros posicionados no pilar.

Figura 3.27 – Posicionamento dos defletômetros em várias partes do modelo. – *cont.*

Foram utilizadas células de carga para a instrumentação das monocordoalhas, essas células foram colocadas nas bordas onde foram feitas as ancoragens passivas dos cabos. As células de carga utilizadas foram confeccionadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília seguindo como base um projeto do Professor Yosiaki Nagato. A Figura 3.28 mostra as células de cargas utilizadas nas ancoragens dos cabos.



Figura 3.28 – Célula de carga empregada na ancoragem passiva.

Para que fossem coletadas e armazenadas todas as leituras dos extensômetros da armadura passiva, do concreto e também das células de carga das monocordoalhas, foi utilizado um sistema em módulos de aquisição de dados denominado Spider 8 em conjunto com o

software Catman 4.5. Para o gerenciamento e armazenamento dos dados coletados pelo sistema mencionado anteriormente foi utilizado um microcomputador (ver Figura 3.29).



Figura 3.29 – Sistema de aquisição de dados durante ensaio.

Quanto as leituras feitas durante a aplicação da carga no modelo, essas foram realizadas por meio de indicadores digitais da marca KRATOS de capacidade de 500 kN (ver Figura 3.30) conectados diretamente às células de carga. Para esta etapa do ensaio foi instalada uma célula de carga em cada macaco hidráulico de aplicação de carga.



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

3.2.7 – Procedimento de ensaio

Os modelos foram ensaiados em um pórtico metálico montado sobre a laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

O pórtico mencionado acima foi reforçado estruturalmente desde a última pesquisa nele realizada, aperfeiçoando assim o esquema de ensaio adotado por PONTES (2005) e MELO (2005). O pórtico metálico recebeu em seus pilares laterais enrijecedores metálicos na região de ligação com a viga metálica de reação. Os pilares receberam ainda mais duas mãos francesas que servirão para combater esforços laterais no caso de estudos com cargas excêntricas ou momentos desbalanceados, o que não é o caso do estudo apresentado neste trabalho. A viga de reação por sua vez que era um perfil duplo I, foi também reforçada tornando-se uma viga de perfil caixão fechado. Foram adicionadas restrições metálicas nos pontos onde são fixadas as extremidades do pilar dos modelos, com o objetivo de tornar estes pontos de extremidade indeslocáveis em três direções. A Figura 3.31 mostra o reforço executado no pórtico e a Figura 3.32 mostra esquematicamente como os modelos foram ensaiados no pórtico.



Figura 3.31 – Pórtico após a execução do reforço.

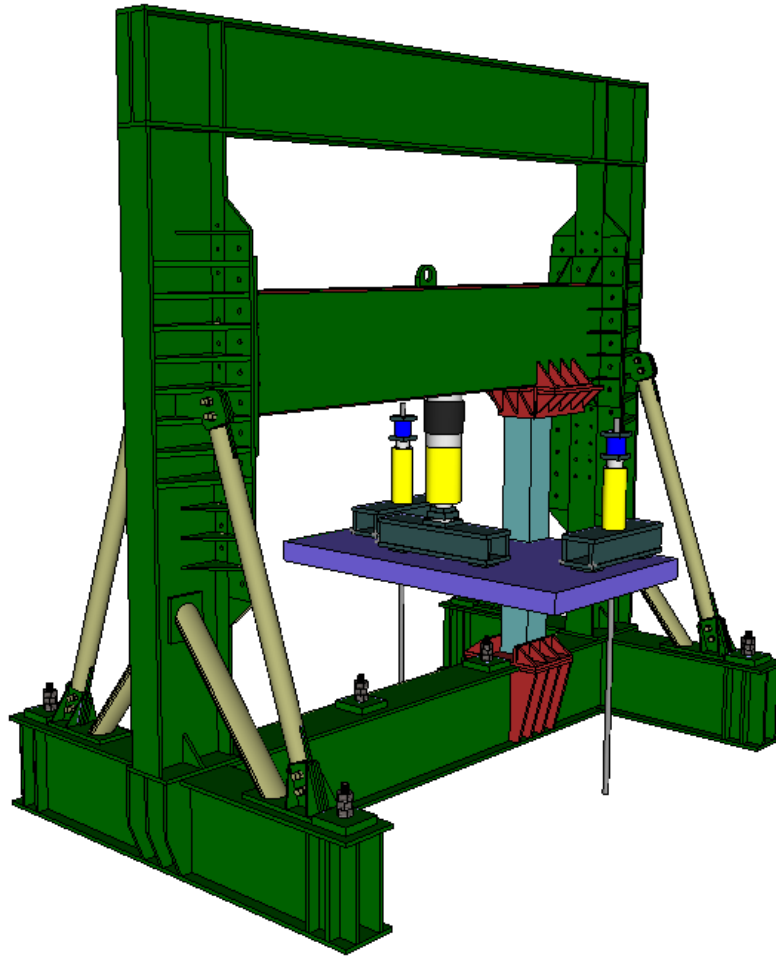


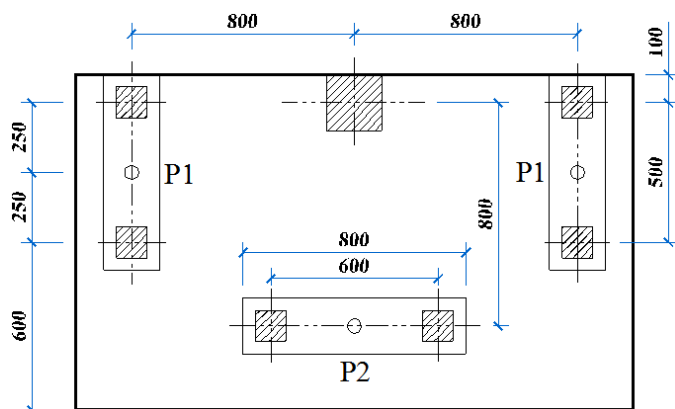
Figura 3.32 – Posicionamento do modelo no pórtico de ensaio.

Foi também colocado um perfil metálico de grande rigidez de 400 mm de comprimento na extremidade inferior do pilar do modelo. Um tirante metálico ligando a parte inferior do pilar e a coluna do pórtico mais próxima foi colocado a 400 mm do eixo da laje. Ambos, perfil e restrição superior, ofereceram reação horizontal nos pilares. Eles são mostrados na Figura 3.33.



Figura 3.33 – Restrições metálicas nas extremidades do pilar.

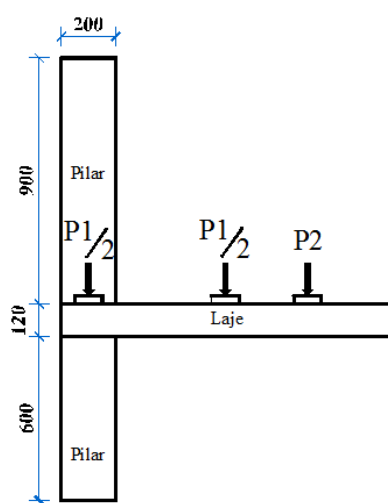
Quanto à aplicação de carga nos modelos, são mostrados na Figura 3.34 a locação em planta dos pontos de aplicação de carga e as placas de distribuição de carga. É possível ver nessas imagens que cada ponto de aplicação de carga P1 e P2 são divididos em dois, ou seja, as cargas aplicadas ao modelo, na verdade, foram distribuídas em seis pontos de aplicação de carga.



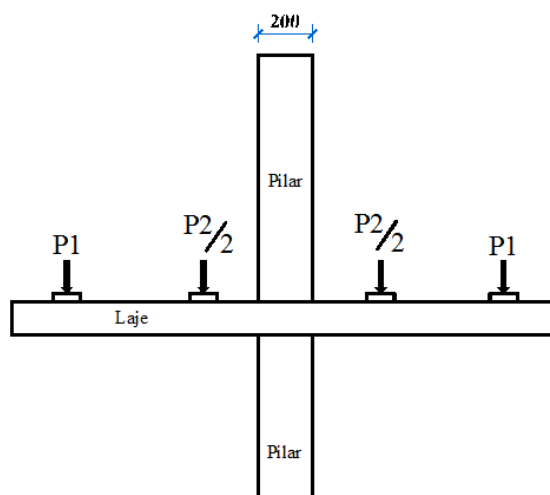
(a) – Localização das cargas em planta.



(b) – Placas posicionadas em um modelo.



(c) – Vista lateral



(d) – Vista frontal

Figura 3.34 – Localização dos pontos de carga nos modelos locais de ensaios

As cargas P1 foram aplicadas por dois macacos hidráulicos de pistão vazado acionados por uma única bomba elétrica e a carga P2 foi aplicada por um macaco hidráulico de pistão maciço acionado por uma bomba hidráulica manual. Os macacos e as bombas hidráulicas são mostrados na Figura 3.35 e Figura 3.36. A capacidade de carga dos macacos acionados pela bomba elétrica era de 300 kN, enquanto que a capacidade do macaco acionado por bomba manual era de 1000 kN.



(a) – Macacos de aplicação da carga P1.



(b) – Macaco de aplicação da carga P2.

Figura 3.35 – Macacos hidráulicos de aplicação de cargas.



(c) – Bomba de aplicação das cargas P1.



(d) – Bomba de aplicação da carga P2.

Figura 3.36 – Bombas hidráulicas de aplicação de cargas.

A distribuição de carga nos pontos apresentados anteriormente foi feita por meio de vigas de distribuição que possuíam perfil metálico vazado e foram colocadas entre os macacos e a laje do modelo. As vigas de distribuição foram colocadas sobre chapas metálicas assentadas com gesso nos pontos indicados na Figura 3.34 e essas chapas metálicas tiveram o objetivo de transferir a carga aplicada nos macacos para os dois pontos mostrados anteriormente. A Figura 3.37 mostra em detalhe a viga sobre as chapas, que por sua vez estão sobre uma camada de gesso.



Figura 3.37 – Viga de distribuição da carga P1.

Os macacos vazados foram posicionados nos locais indicados como carga P1. Os macacos que aplicaram as cargas P1 tiveram seus pistões empurrados para cima, sendo que estes foram detidos pelo tirante metálico que atravessavam a laje do modelo na mesma direção de aplicação das cargas e provocaram uma reação na viga de distribuição sobre a laje. O macaco que aplicou a carga P2 teve seu pistão empurrado para baixo e foi fixado à viga de reação do pórtico também por meio de tirantes metálicos, empurrando a viga de distribuição sobre a laje. Uma célula de carga era montada em linha com cada macaco hidráulico.

Uma rótula metálica de aço de alta resistência foi instalada entre a viga de distribuição e o pistão do macaco fixado na viga de reação do pórtico. A rótula metálica teve o objetivo de proteger o pistão do macaco evitando que este deslizesse lateralmente na direção transversal da viga de distribuição e que este aplicasse carga excêntrica. Outro objetivo era manter a carga aplicada sempre normal ao plano da laje mesmo depois de deslocada e deformada. A Figura 3.38 mostra em detalhes a posição da rótula entre o pistão e a viga.



Figura 3.38 – Rótula para aplicação da carga P2.

O procedimento de ensaio seguiu a seguinte ordem:

- Protensão das monocordoalhas
- Aplicação de carga
- Leituras dos defletômetros, extensômetros e células de carga.

3.2.7.1 - Protensão das Monocordoalhas

Os equipamentos empregados na etapa de protensão são mostrados na Figura 3.39. São estes: placas de ancoragem, um barrilete metálico, uma célula de carga da marca KRATOS com capacidade de carga de 500 kN, um macaco hidráulico de pistão vazado com capacidade de 300 kN, uma haste de cravação, chapas metálicas de espessuras entre 2 mm a 5 mm, um dispositivo para fixação e apoio do cabo no macaco e três cunhas de ancoragem.



Figura 3.39 – Equipamentos empregados na etapa de protensão. – *apud* Villaverde (2003)

O esquema de protensão é apresentado a seguir na Figura 3.40. Primeiramente posicionaram-se na borda de ancoragem ativa as placas de ancoragem, o cone e uma das cunhas de ancoragem, o barrilete metálico, a célula de carga, o macaco hidráulico, o dispositivo para apoio do macaco e por último a outra cunha de ancoragem. Enquanto isso, na borda de ancoragem passiva foi posicionada uma placa de ancoragem, a célula de carga fabricada na oficina do Laboratório de Estruturas, outra placa de ancoragem, o cone e a cunha. (ver Figura 3.41).

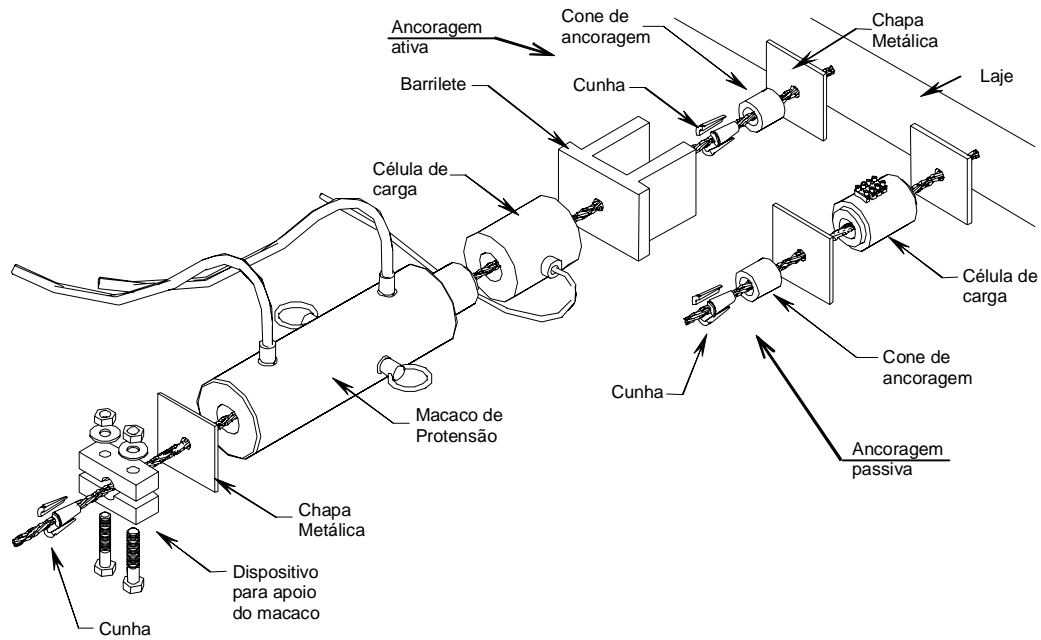


Figura 3.40 – Esquema de protensão – *apud* Villaverde (2003)



(a) – Detalhe da ancoragem passiva.



(b) – Detalhe da ancoragem ativa.

Figura 3.41 – Detalhamento das ancoragens ativa e passiva.

Foi posicionado, então, na borda de ancoragem ativa, o barrilete metálico apoiado na placa metálica de ancoragem na borda da laje e na seqüência, instalada a célula de carga, o macaco de protensão e o dispositivo de fixação, composto por duas peças metálicas e parafusos de alta resistência, como mostrado na Figura 3.42.



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



(c) – Sistema de protensão.

Figura 3.42 – Sistema de protensão.

Usando o macaco hidráulico foi 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 submetido durante a protensão, segundo a NBR 7483, para que não haja plastificação da seção. Uma vez aplicada a força estabelecida pelas normas técnicas, as cunhas da ancoragem passiva já se encontravam completamente cravadas. Depois de posicionada a cunha de ancoragem no cone de ancoragem ativa, a força é aliviada de forma brusca levando ao cravamento da cunha 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 reduzir essa elevada perda imediata por cravação (aproximadamente 30%) devida ao pequeno comprimento do cabo 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 o cone e a placa de ancoragem eram colocadas quantas chapas 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 120 kN, que é a força desejada. Com isto conseguiu-se reduzir as

perdas imediatas para algo em torno de 20% 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 e quarenta e cinco minutos para cada modelo.

3.2.7.2 - Aplicação de cargas

Depois de encerrada a etapa de protensão, logo em seguida deu-se início à aplicação dos passos de carga no modelo. Para monitorar a carga aplicada pelos macacos fez-se uso de indicadores digitais da marca KRATOS conectados diretamente às células de carga como ditas e mostradas anteriormente. Os macacos de pistão vazado foram acionados por uma bomba elétrica e ligados a um sistema de válvulas de bloqueio de ajuste fino (ver Figura 3.43) para controlar as cargas P1. Esse sistema de ajuste fino teve o objetivo de manter o mesmo valor de carga em ambos os pontos de aplicação da carga P1.



Figura 3.43 – Sistema de válvulas de ajuste fino.

3.2.7.3 - Leituras dos defletômetros, extensômetros e células de carga.

A cada passo de carga eram lidos os defletômetros instalados e coletadas, por meio do sistema de aquisição de dados composto pelos cinco módulos Spider 8 e pelo software Catman 4.5, as leituras de todos os extensômetros da armadura, da superfície do concreto e

das células de cargas instaladas nas monocordoalhas instantaneamente com um comando no mouse.

Com o término do ensaio 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 da ancoragem ativa e deixar livre a monocordoalha.

4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais coletados nos ensaios dos modelos locais produzidos no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Os dados apresentados dizem respeito à força de protensão na armadura ativa, evolução da força de protensão durante o ensaio, deformações e deslocamentos da armadura passiva e do concreto. Também serão apresentados resultados referentes aos ensaios de caracterização dos materiais.

4.1 – CONCRETO

A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão e à tração dos corpos de prova de concreto, moldados durante a concretagem dos modelos locais e também os resultados do ensaio de módulo de elasticidade do concreto.

Tabela 4.1 – Resultados experimentais de caracterização do concreto.

MODELO	Idade (dias)	f_{cj} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctj} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$E_{sec.}$ (GPa)	$E_{sec.}$ médio (GPa)
L01 e L02	159	54,3	52,2	4,7	3,9	---	27,8
		53,2		2,9		30,3	
		58,3					

		50,9					
44,1							
L03 e L04	297	54,1	54,7	3,8	4,1	30,3	29,1
		54,9		3,9		27,3	
		50,0					
		56,3					
		55,6					
57,1							
L05 e L06	159	53,8	50,7	3,2	3,6	25,4	28,0
		53,2		3,3		29,5	
		54,3					
		50,4					
		39,9					
52,3							
L07 e L08	297	55,7	56,9	4,0	3,7	30,9	28,4
		54,1		3,2		24,6	
		59,5					
		57,3					
		57,5					
57,4							

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

4.2 – ARMADURA ATIVA

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 IMEDIATAS

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

Os dados apresentados a seguir foram coletados por meio do sistema de aquisição empregado nos ensaios, que era composto por módulos Spider 8 e um microcomputador para gerenciamento dos dados por meio do software CATMAN 4.5. Cada célula de carga utilizada para medir a força de protensão aplicada em cada cabo foi calibrada no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília. Nesta calibração foi 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, os valores da força aplicada em cada cabo em kN.

Da Tabela 4.3 à Tabela 4.10 são apresentados os valores das forças de protensão aplicadas em todos os cabos durante as etapas de protensão e re-protensão para cada modelo ensaiado e da Figura 4.1 à Figura 4.8 são apresentados os gráficos referentes à esta etapa.

Tabela 4.3 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L01.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P ₀ (kN)
	P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _F (kN)	
CP1	151,0	100,5	150,8	100,4	99,7
CP2	146,4	76,5	146,6	112,0	110,6
CP3	143,7	83,8	144,1	119,6	116,6
CP4	146,7	88,7	146,9	113,1	112,7
CP5	144,8	78,4	147,5	113,0	111,7
CP6	148,0	76,5	147,2	111,9	110,7
CP7	150,3	94,2	150,1	118,9	116,9
CP8	148,7	80,5	148,9	125,4	121,8
CP9	151,3	102,9	151,6	119,2	119,2

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

P₀ : força de protensão no cabo no início do ensaio.

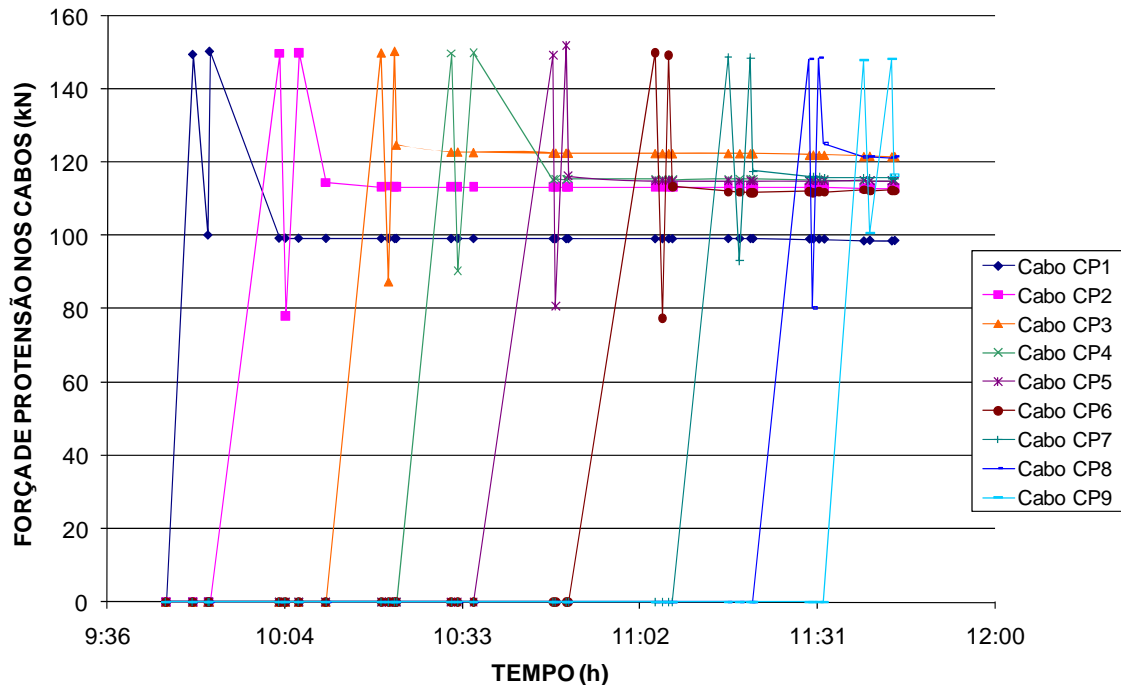


Figura 4.1 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L01.

Tabela 4.4 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L02.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P ₀ (kN)
	P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _F (kN)	
CP1	148,5	87,9	149,5	123,8	121,4
CP2	151,2	88,1	152,3	126,0	123,6
CP3	149,0	84,9	149,1	123,6	121,9
CP4	150,0	92,6	149,9	126,4	124,9
CP5	151,0	85,4	150,1	120,8	119,3
CP6	146,3	107,0	147,6	129,3	128,3
CP7	146,2	---	---	---	---
CP8	149,0	86,3	149,4	121,1	121,0
CP9	148,7	98,4	149,4	136,0	136,0

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

P₀ : força de protensão no cabo no início do ensaio

Por problemas com o sistema de aquisição de dados Spider8/Catman 4.5, os valores a partir da perda imediata por cravação do cabo CP7 não foram registrados.

A perda dos dados do cabo CP7 foi ruim, porém não é um prejuízo que comprometa a análise da laje como um todo, por se tratar de um cabo que está fora do perímetro considerado nos cálculos segundo todas as normas analisadas nesse trabalho.

A variação de carga apresentada por cabos nessa posição é sempre muito pequena, sendo praticamente desprezível, justificando a decisão de validar a análise da laje sem tais dados.

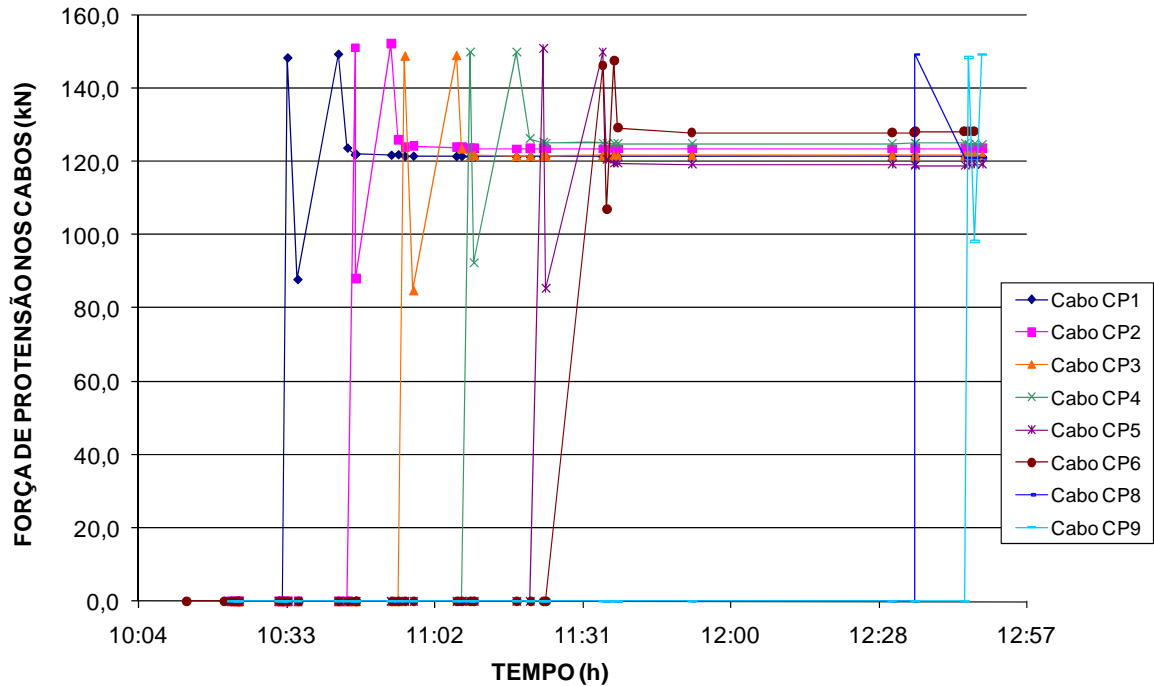


Figura 4.2 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L02.

Tabela 4.5 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L03.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	143,7	87,1	143,5	110,1	108,6
CP2	149,4	100,2	149,9	124,6	121,2
CP3	144,8	96,0	146,0	118,1	114,9
CP4	147,3	92,7	148,6	124,9	122,0
CP5	147,7	96,4	147,6	128,9	126,1
CP6	146,8	98,2	146,7	121,3	120,1
CP7	151,0	104,3	151,3	121,5	120,0
CP8	151,2	118,7	151,2	132,8	130,8
CP9	144,9	108,6	145,6	124,8	124,7

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

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

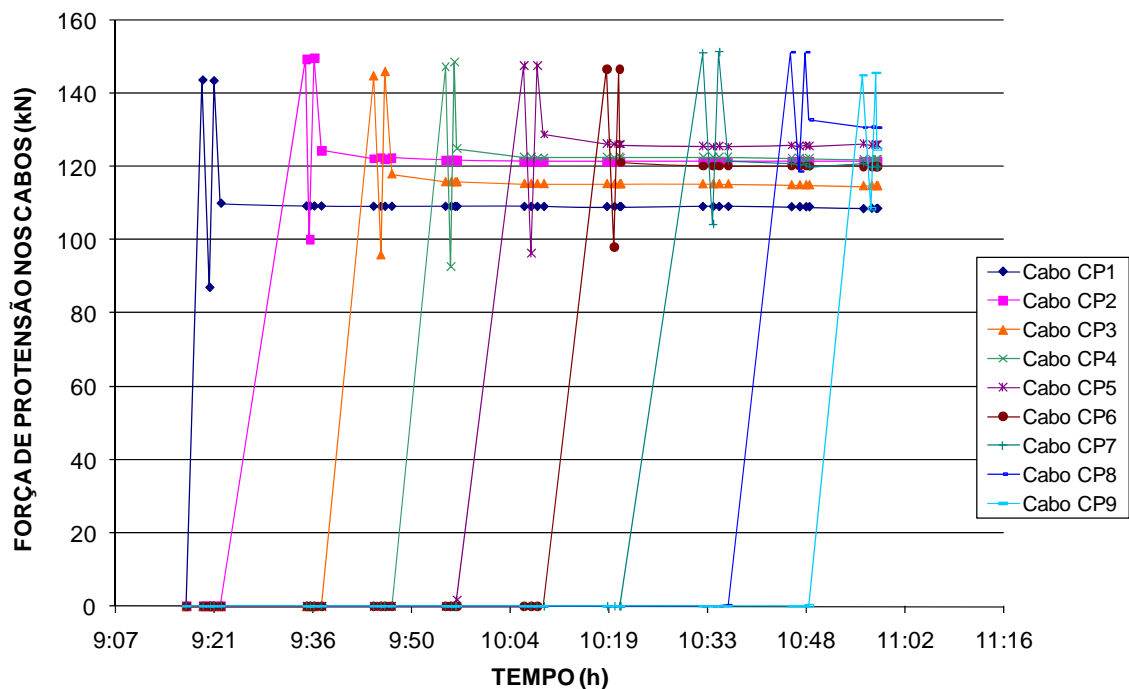


Figura 4.3 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L03.

Tabela 4.6 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L04.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	151,1	92,8	152,1	117,1	115,7
CP2	150,4	86,1	149,3	111,7	108,2
CP3	148,2	89,2	149,4	119,5	111,3
CP4	148,5	86,2	149,8	117,9	110,3
CP5	---	---	151,0	117,0	116,9
CP6	148,2	90,8	147,3	117,1	116,7
CP7	150,4	109,0	151,6	126,7	126,0
CP8	151,2	115,3	151,6	132,5	129,9
CP9	147,9	107,1	148,9	115,3	115,3

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

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

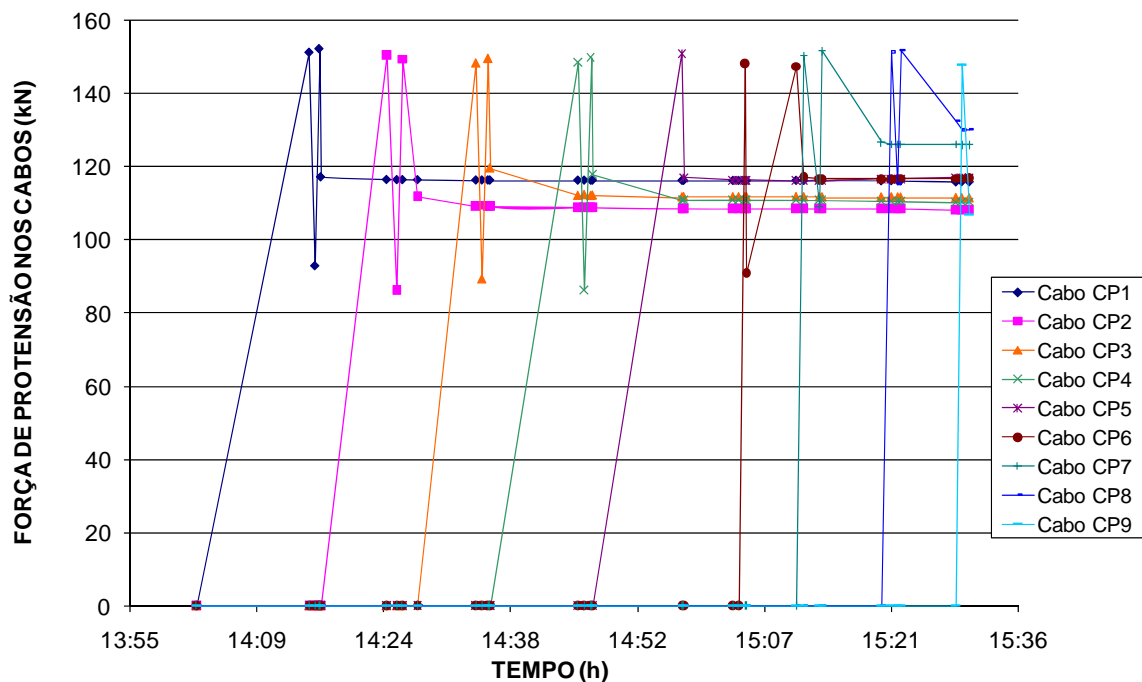


Figura 4.4 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L04.

É importante mencionar que por falhas operacionais, não foi registrada a etapa de protensão no cabo CP5, sendo apresentado no gráfico acima apenas a etapa de re-protensão

Tabela 4.7 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L05.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	148,5	91,5	148,7	125,1	122,1
CP2	150,5	91,4	151,2	118,0	117,4
CP3	150,3	94,1	151,0	123,1	121,1
CP4	148,6	66,2	151,0	97,9	85,5
CP5	147,4	94,5	147,7	123,3	124,2
CP6	149,4	101,3	150,0	130,6	127,3
CP7	149,7	115,6	149,0	138,1	137,0
CP8	147,6	116,1	149,8	140,0	138,6
CP9	146,8	113,8	148,9	135,9	135,9

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

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

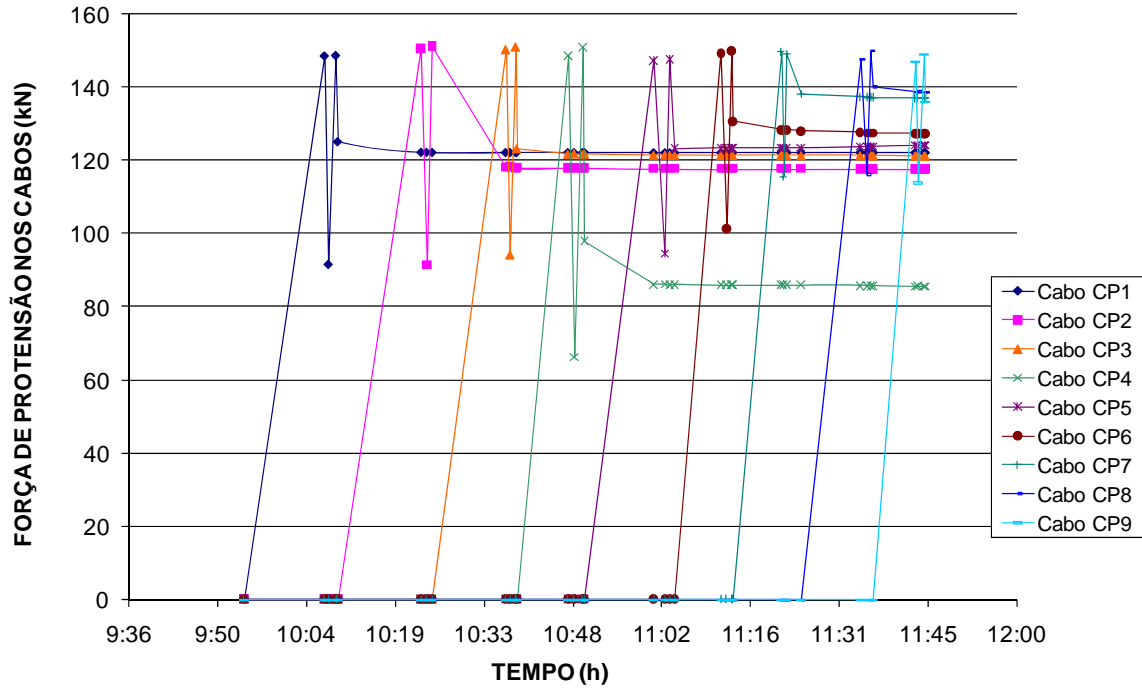


Figura 4.5 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L05.

Tabela 4.8 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L06.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	151,0	101,8	151,7	134,2	132,7
CP2	148,0	93,4	148,1	128,9	127,3
CP3	150,3	93,2	151,1	127,3	124,5
CP4	151,1	90,8	151,1	123,8	121,9
CP5	148,0	98,1	150,3	131,7	131,5
CP6	147,9	92,2	146,7	123,8	122,0
CP7	147,9	112,9	148,0	137,3	136,1
CP8	152,0	115,5	152,6	137,2	135,3
CP9	151,6	118,6	152,7	140,7	140,7

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

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

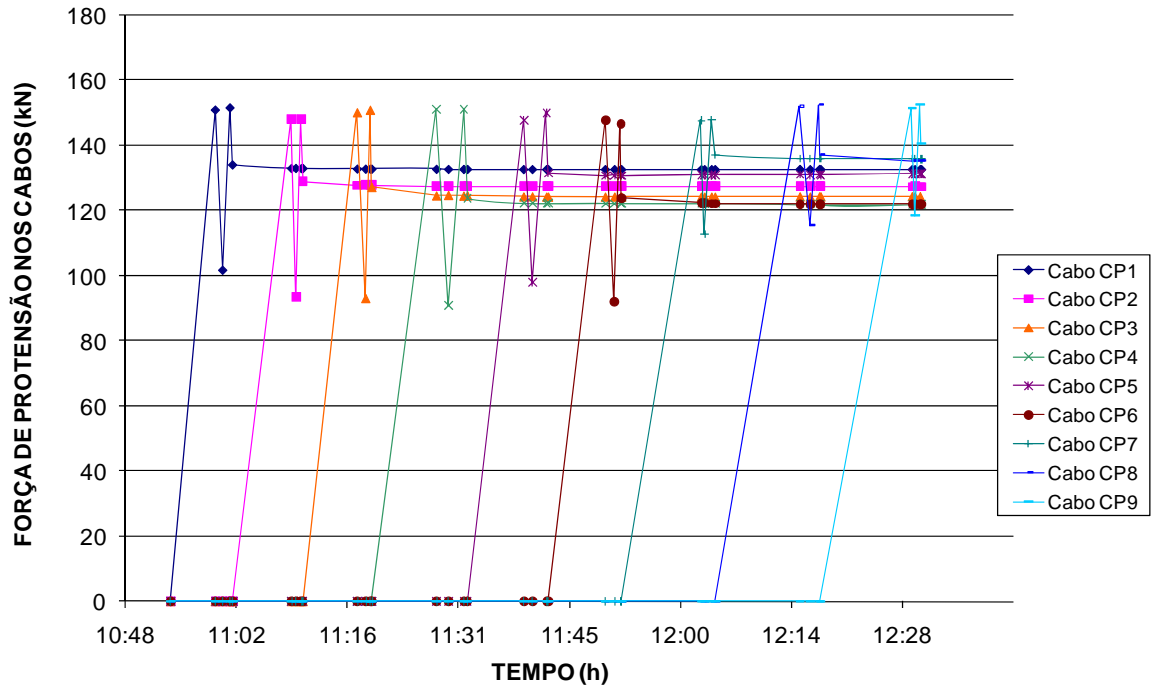


Figura 4.6 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L06.

Tabela 4.9 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L07.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	149,2	102,9	150,4	131,7	130,6
CP2	148,1	96,0	148,2	121,8	118,9
CP3	150,3	99,3	150,7	129,4	126,2
CP4	149,3	87,2	150,0	114,4	110,2
CP5	149,1	104,2	149,1	130,9	130,2
CP6	147,5	100,1	147,3	129,4	128,0
CP7	151,1	110,8	151,5	133,8	132,1
CP8	149,5	118,0	149,9	138,3	136,6
CP9	144,9	109,3	144,6	132,4	132,4

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

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

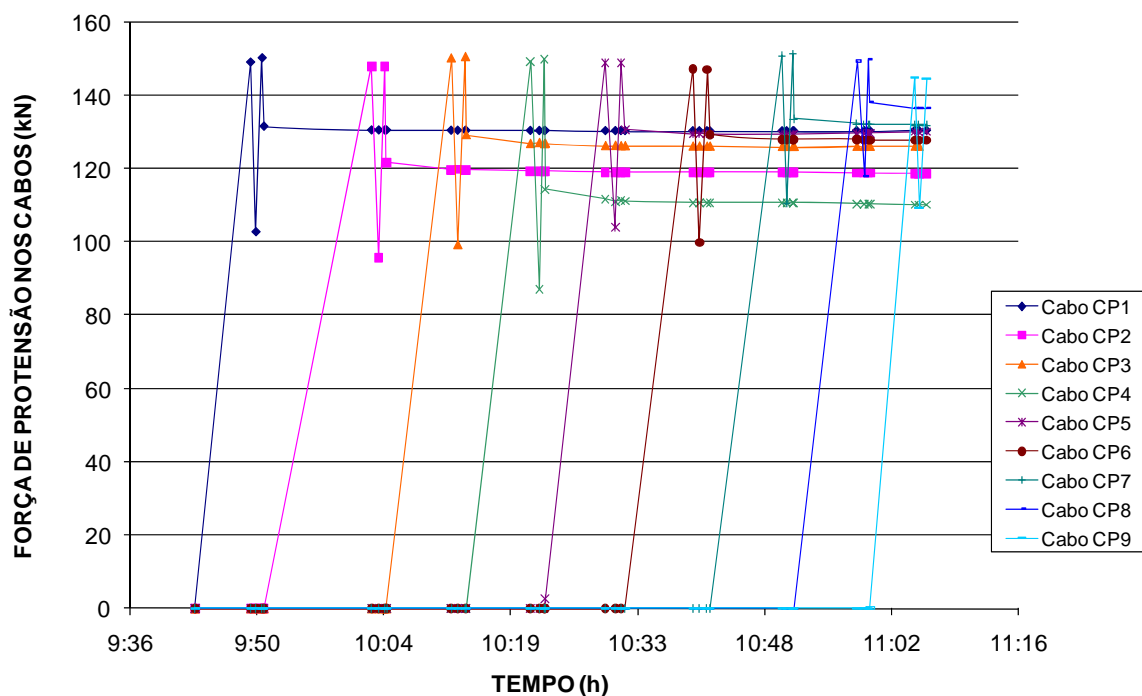


Figura 4.7 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L07.

Tabela 4.10 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L08.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	148,6	98,7	150,5	118,3	117,4
CP2	148,6	105,6	149,3	126,3	123,5
CP3	145,4	96,6	146,2	116,9	114,4
CP4	148,7	103,6	149,5	125,8	123,4
CP5	150,1	98,4	150,8	119,7	118,7
CP6	148,9	95,3	148,9	119,1	118,3
CP7	146,9	109,2	146,7	126,1	125,2
CP8	147,8	120,0	149,0	133,6	131,9
CP9	145,8	108,0	146,1	124,7	124,7

P_{pi} : força de protensão aplicada;

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

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

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

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

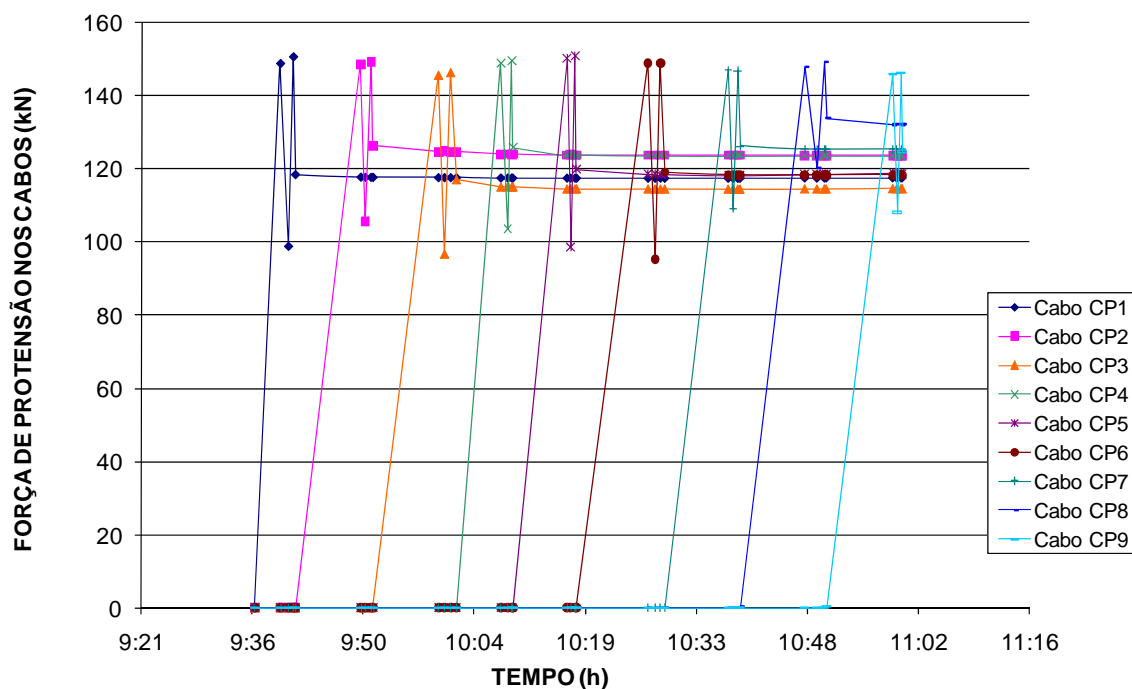


Figura 4.8 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L08.

Na Tabela 4.11 a seguir, é apresentado um resumo das perdas imediatas em cada direção de cada modelo local de ensaio.

Tabela 4.11 – Resumo das perdas imediatas nas duas direções para todos os modelos.

Modelo	$P_{i\perp}$ (kN)	$P_{F\perp}$ (kN)	ΔP_{\perp} (%)	$P_{i\parallel}$ (kN)	$P_{F\parallel}$ (kN)	ΔP_{\parallel} (%)
L01	146,8	111,7	23,9	150,1	121,2	19,2
L02	149,3	125,0	16,3	148,0	128,5	8,0
L03	146,6	121,3	17,2	149,0	126,4	15,2
L04	149,6	116,7	22,0	149,8	124,8	16,7
L05	149,1	119,7	19,7	148,0	138,0	6,7
L06	149,4	126,6	15,3	150,5	137,4	8,7
L07	148,9	126,3	15,2	148,5	134,8	9,2
L08	148,4	121,0	18,5	146,8	127,3	13,3

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

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

ΔP_{\parallel} e ΔP_{\perp} : perdas médias nos cabos das direções paralela e perpendicular à borda da ligação.

Nota-se que os cabos perpendiculares à borda da ligação tiveram perdas imediatas maiores que os cabos paralelos.

4.4 – VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DURANTE O ENSAIO

São apresentados, da Figura 4.9 à Figura 4.16 os gráficos que mostram a variação da força de protensão durante o ensaio nos cabos de cada um dos modelos.

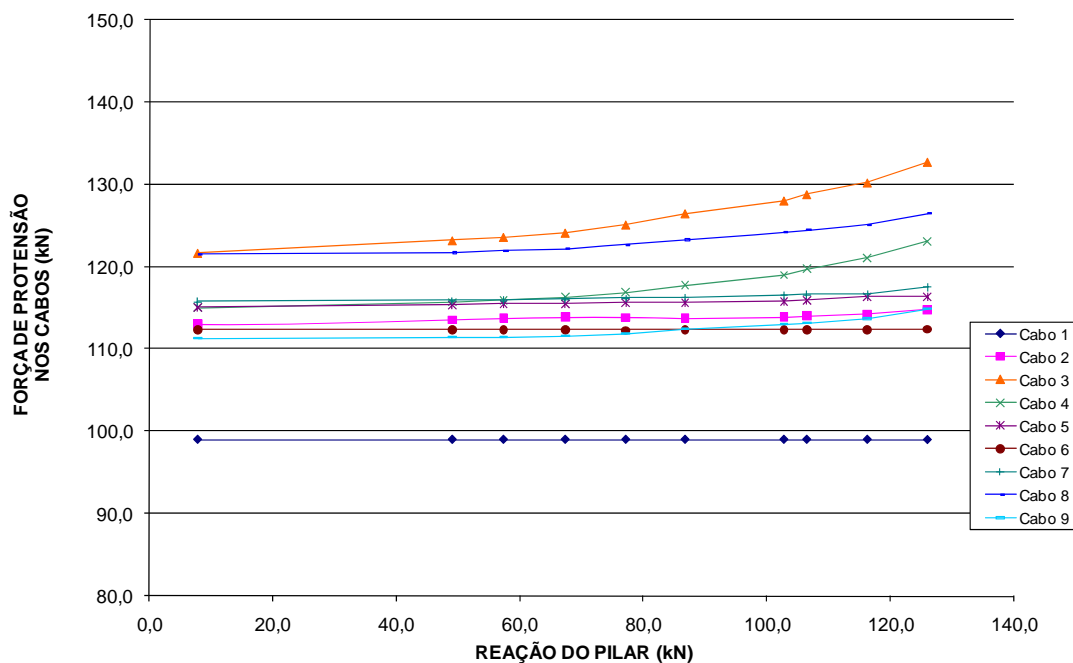


Figura 4.9 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L01.

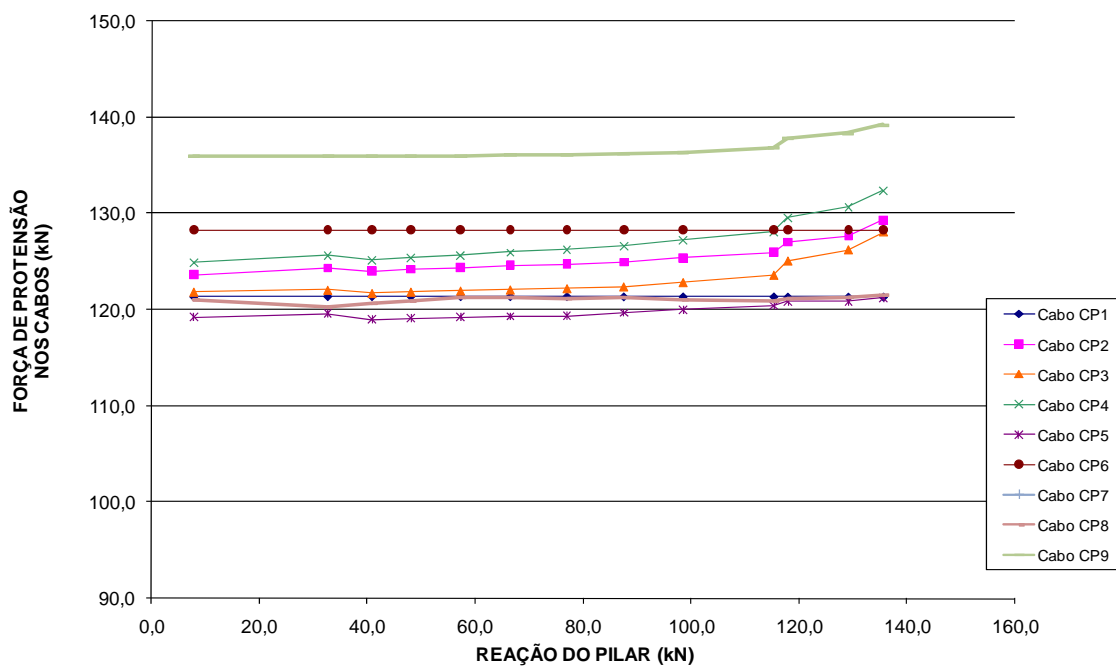


Figura 4.10 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L02.

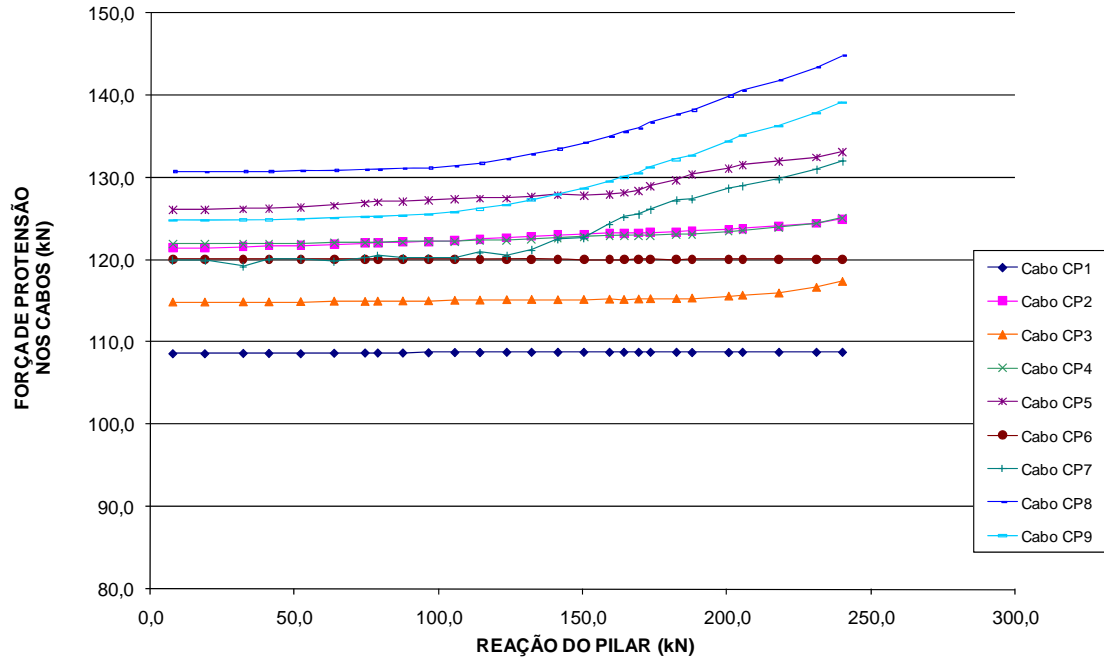


Figura 4.11 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L03.

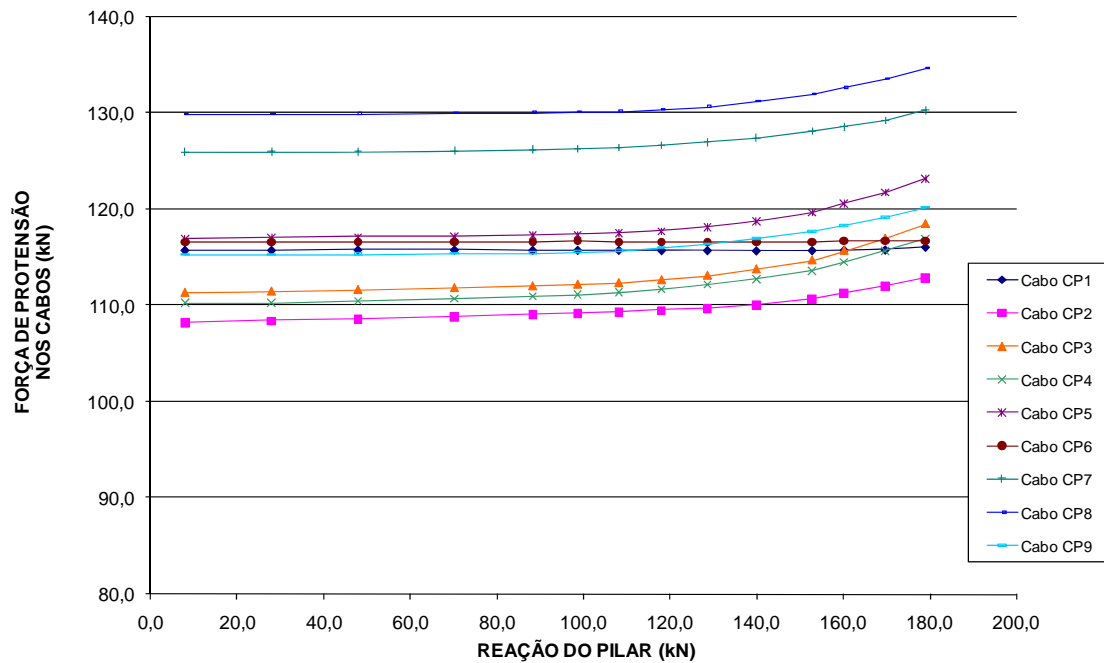


Figura 4.12 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L04.

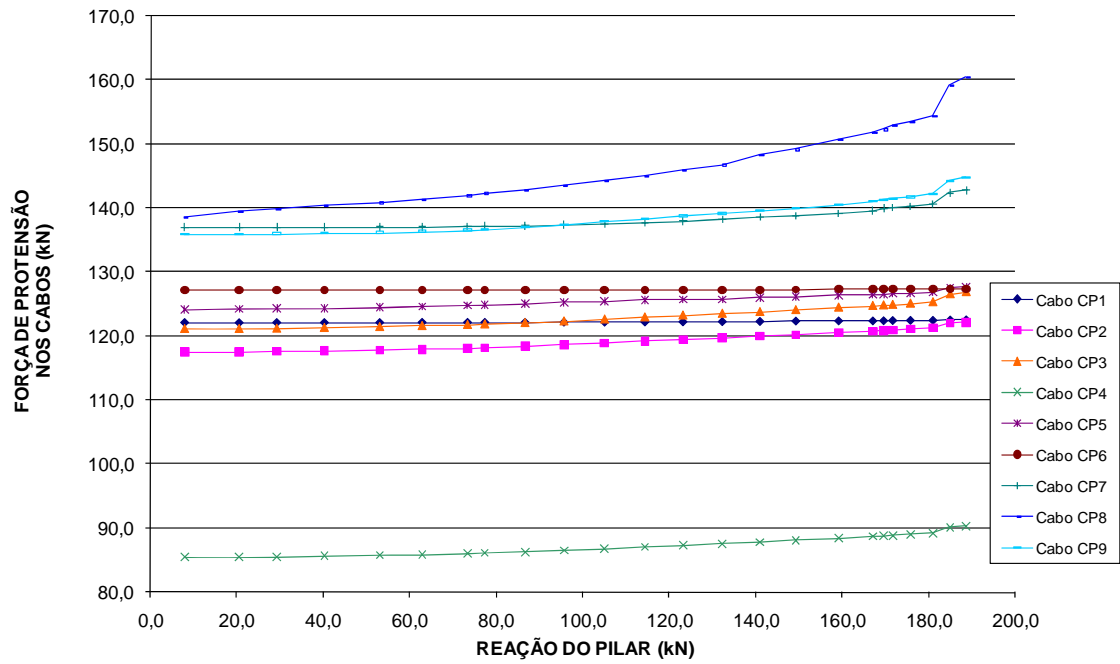


Figura 4.13 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L05.

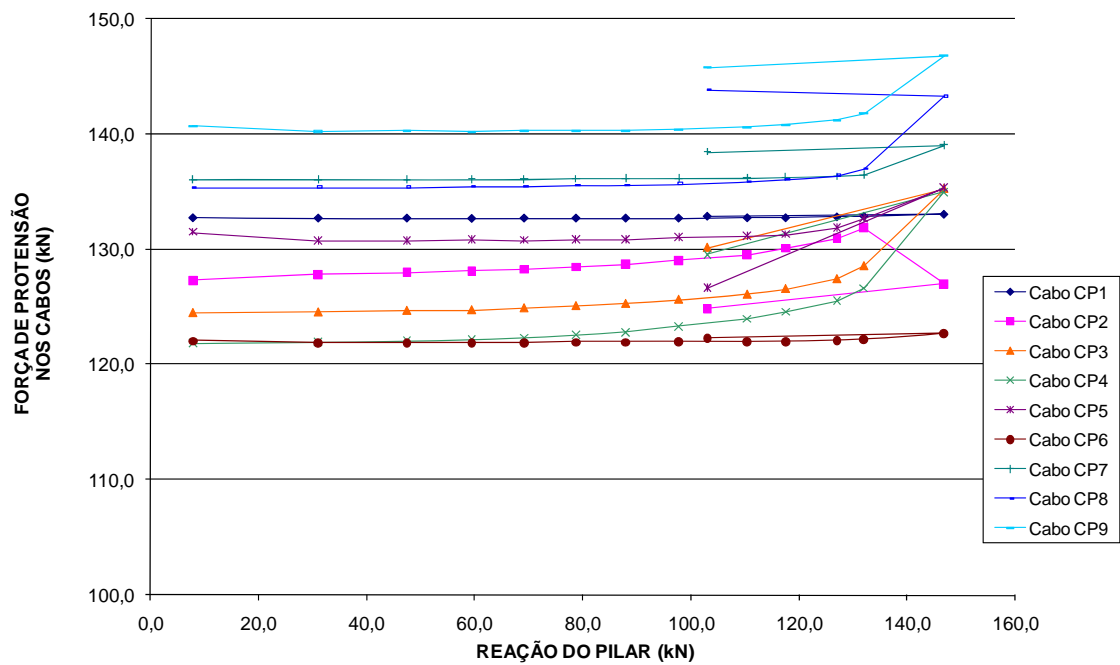


Figura 4.14 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L06.

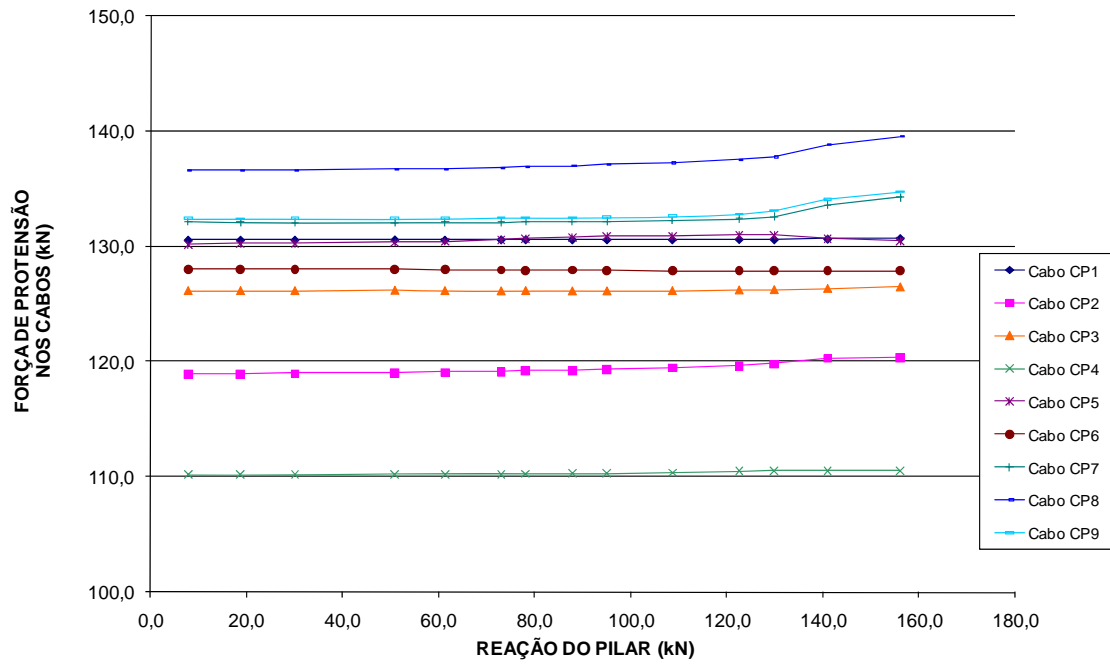


Figura 4.15 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L07.

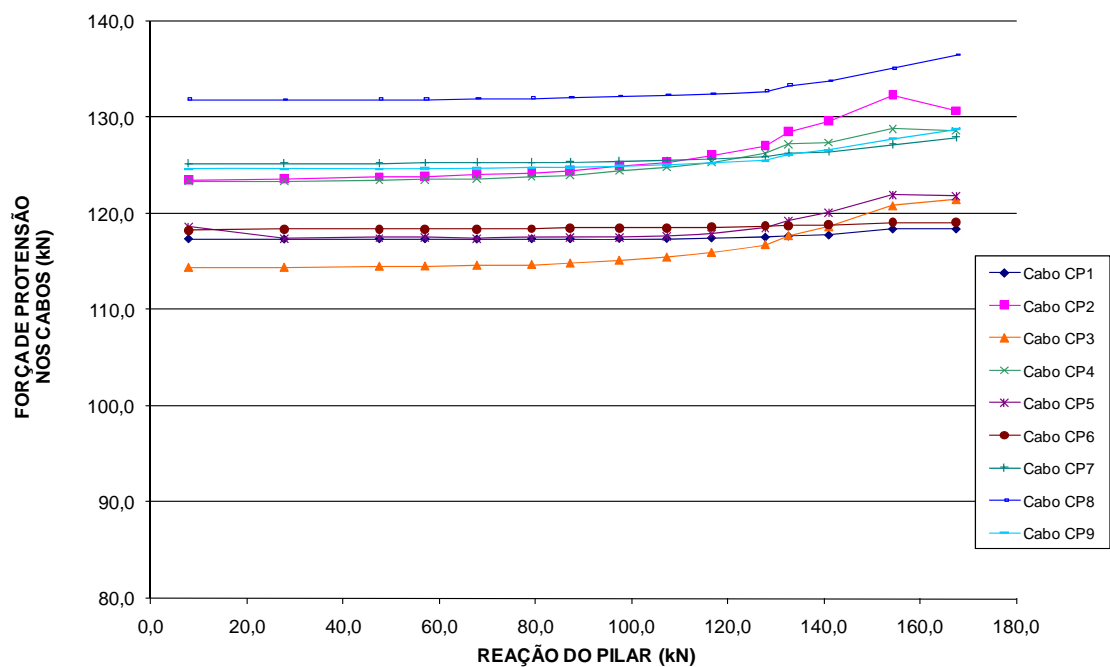


Figura 4.16 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L08.

Nota-se pelos gráficos que os cabos que mais tiveram variadas suas forças de protensão foram os perpendiculares à borda da ligação que passam pela faixa da linha do pilar nos modelos com relação de carga P1/P2 igual a 0,5, respectivamente L01, L02, L04, L06 e L08 e os cabos que passam pela faixa da linha do pilar na direção paralela à borda da ligação dos modelos com relação de carga P1/P2 igual a 4, respectivamente L03, L05 e L07. Os cabos de perfil reto apresentaram pouquíssima variação na força de protensão durante o ensaio.

A seguir são apresentados na Tabela 4.12 e Tabela 4.13 os valores médios das variações da força de protensão nos cabos paralelos e perpendiculares à borda da ligação.

Tabela 4.12 – Variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda da ligação 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)
L01	119,3	119,9	0,6	0,50	5,94
L02	128,5	131,1	2,6	1,98	25,73
L03	125,2	140,2	15,0	10,70	148,46
L04	123,7	128,4	4,7	3,66	46,52
L05	137,2	149,4	12,2	8,16	120,74
L06	137,4	143,1	5,7	3,98	56,41
L07	133,7	136,2	2,5	1,87	24,74
L08	127,3	131,1	3,8	2,90	37,61

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

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

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

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

Nota-se que, para os cabos paralelos à borda da ligação, o que apresentou maior acréscimo da força de protensão durante o ensaio foi o modelo L03, que recebeu carregamento com relação P1/P2 igual a 4 e teve uma ruptura brusca, que pode ser justificado pelo surgimento de fissuração intensa na direção perpendicular à borda da ligação. O modelo L03 é seguido do modelo L06 em relação ao acréscimo de tensão nos cabos paralelos à borda da ligação, porém, o modelo L06 teve uma ruptura dúctil e carregamento com relação P1/P2 igual a 0,5.

Tabela 4.13 – Variação média da força de protensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação durante o ensaio.

Modelo	$P_{0\perp}$ (kN) ⁽¹⁾	$P_{u\perp}$ (kN) ⁽¹⁾	$P_{u\perp} - P_{0\perp}$ (kN) ⁽¹⁾	ΔP_{\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⁾	ΔP_{\perp} (%) ⁽²⁾	$\Delta\sigma_{\perp}$ ⁽²⁾ (MPa)
L01	112,9	129,1	16,2	12,55	160,33	105,2	105,7	0,5	0,47	4,95
L02	122,4	129,1	6,7	5,19	63,31	124,8	124,8	0	0	0
L03	121,0	125,8	3,8	3,35	47,50	114,4	114,4	0	0	0
L04	111,7	117,9	6,2	5,26	61,36	116,2	116,4	0,2	0,17	1,98
L05	112,0	116,8	4,8	4,11	47,50	124,7	124,9	0,2	0,16	1,58
L06	126,3	133,1	6,8	5,11	67,30	127,4	127,8	0,4	0,31	3,96
L07	121,4	133,1	11,7	8,79	115,79	129,3	129,3	0	0	0
L08	120,0	125,0	5,0	4,00	49,48	117,8	118,7	0,9	0,76	8,91

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

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

ΔP_{\perp} : variação média da força de protensão nos cabos perpendiculares à borda livre;

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

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

⁽²⁾: cabos de perfil reto.

Na Tabela 4.13 pode-se perceber que o modelo que mais apresenta variação de tensão nos cabos perpendiculares que passam na faixa do pilar foi o modelo L01, que recebeu carregamento com relação P1/P2 igual a 0,5 e tinha baixo nível de protensão, seguido dos modelos L06 e L08, que também receberam carregamento com relação P1/P2 igual a 0,5.

A Tabela 4.13 mostra também que praticamente não há aumento de tensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação nos cabos de perfil reto CP1 e CP6.

4.5 – DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PASSIVA

São apresentados da Figura 4.17 à Figura 4.24 os gráficos das deformações na armadura passiva de flexão durante o ensaio, também serão apresentados os valores de carga no momento da primeira fissura visível e das cargas de ruptura de cada modelo.

Os gráficos foram construídos considerando a reação do pilar como sendo igual ao carregamento atuante, ou seja, $R = 2.P1 + P2$ e adicionando-se ainda o peso dos equipamentos utilizados nos ensaios e o peso próprio da laje de cada modelo. Quanto à deformação das barras da armadura passiva será considerada a média dos dois extensômetros colados diametralmente opostos em cada barra. 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.

No gráfico do modelo L06 foram retirados os pontos das leituras referentes aos extensômetros E1, E4 e E5 no último passo de carga ($P = 103 \text{ kN}$) por estes apresentarem valores incoerentes devido a um provável descolamento dos extensômetros após a carga de pico ($P_u = 146,8 \text{ kN}$).

O fato dos extensômetros nos modelos L01 e L02 apresentarem deformação zero no início do ensaio se deu por conta de problemas no sistema de aquisição de dados Catman 4.5 que, não registrou as deformações nas barras durante a etapa de protensão.

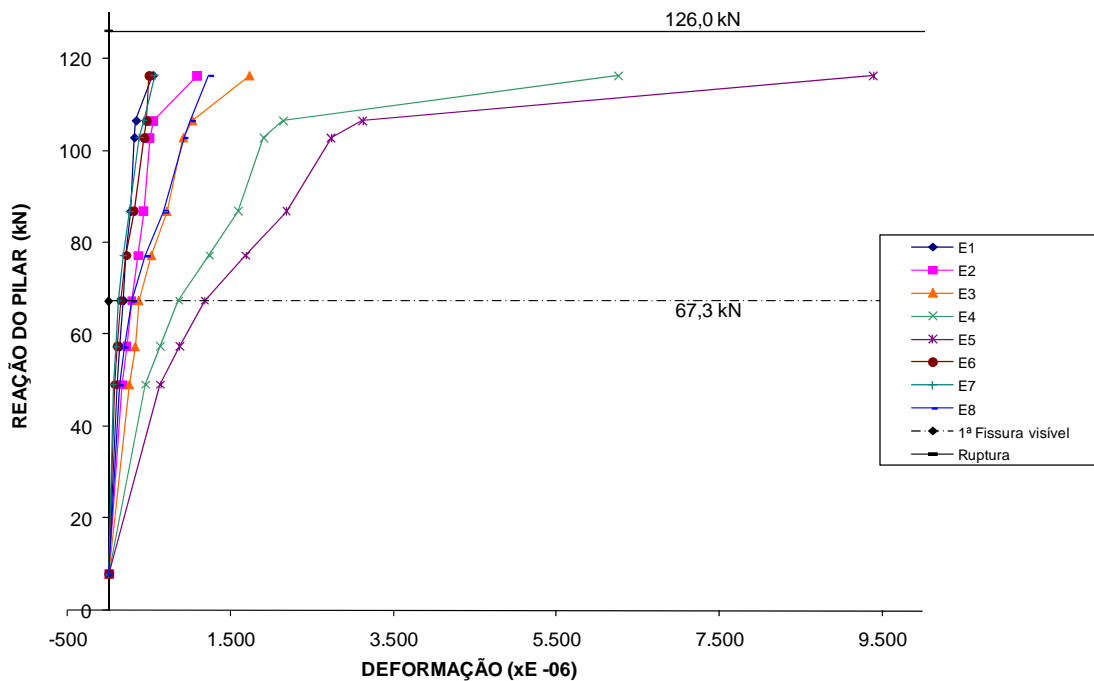


Figura 4.17 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L01.

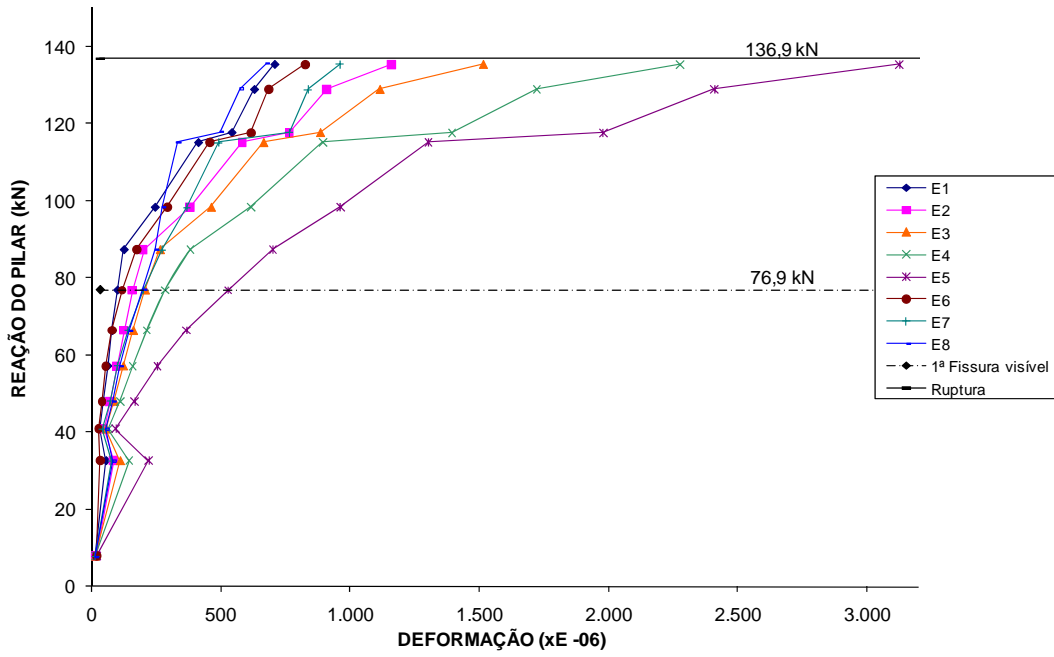


Figura 4.18 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L02.

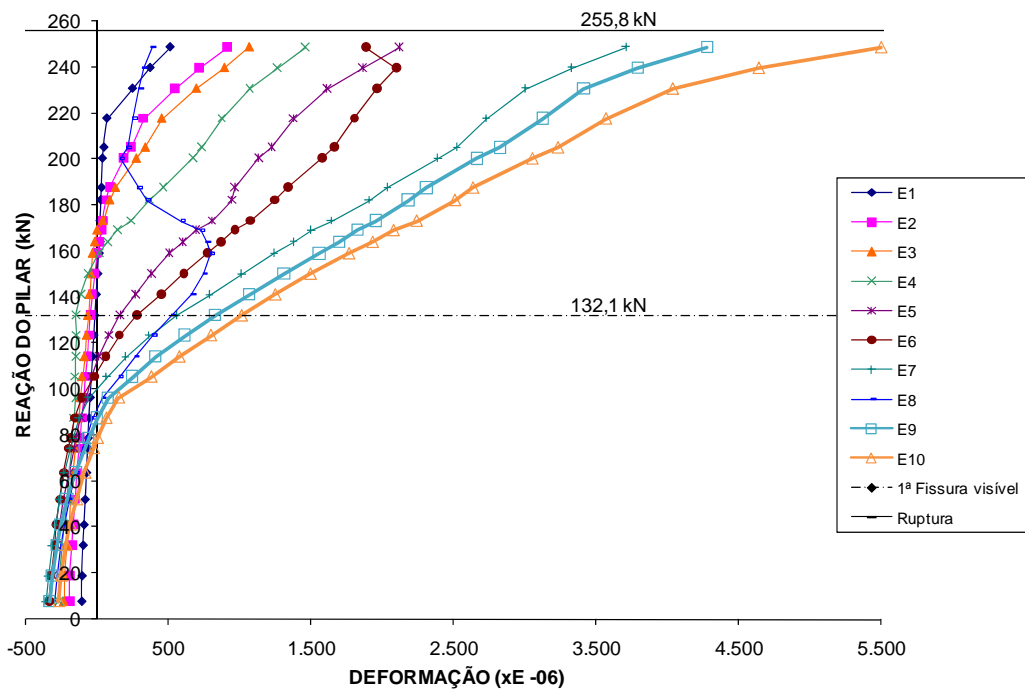


Figura 4.19 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L03.

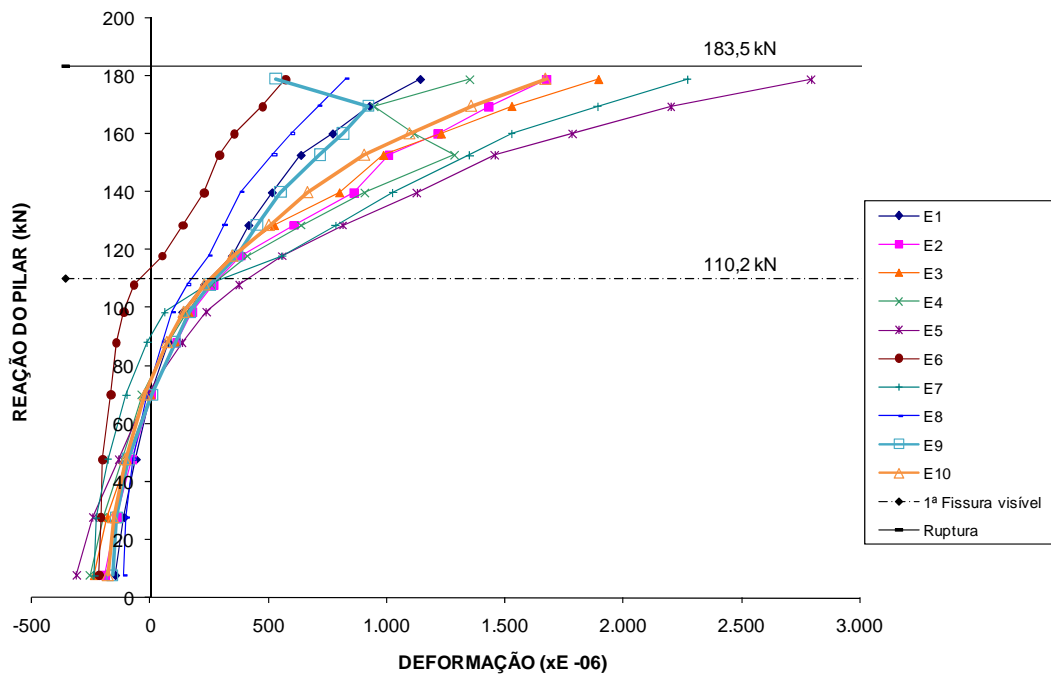


Figura 4.20 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L04.

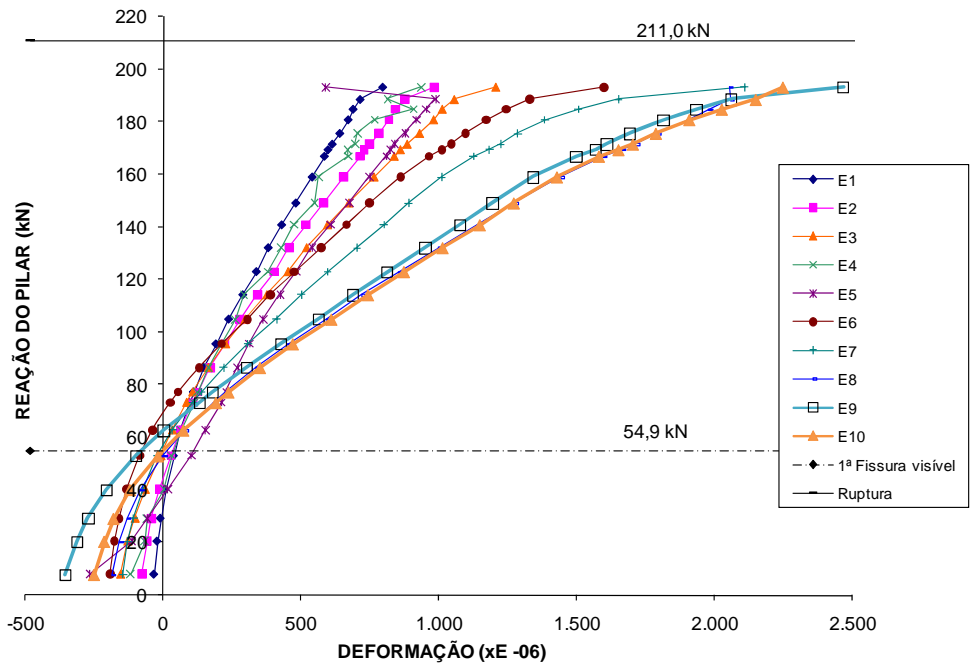


Figura 4.21 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L05.

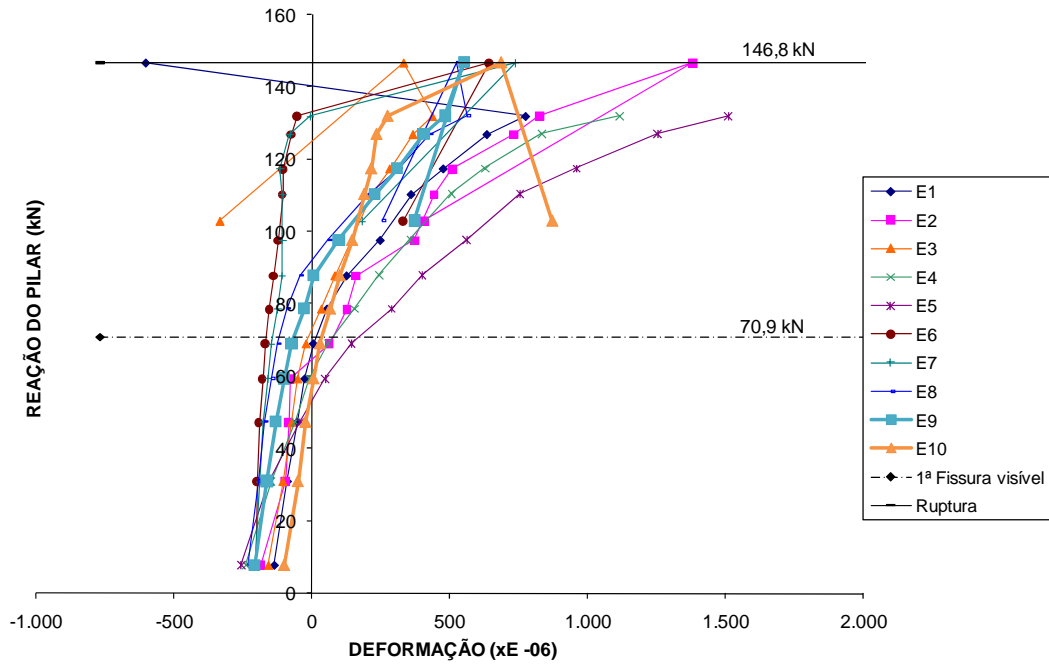


Figura 4.22 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L06

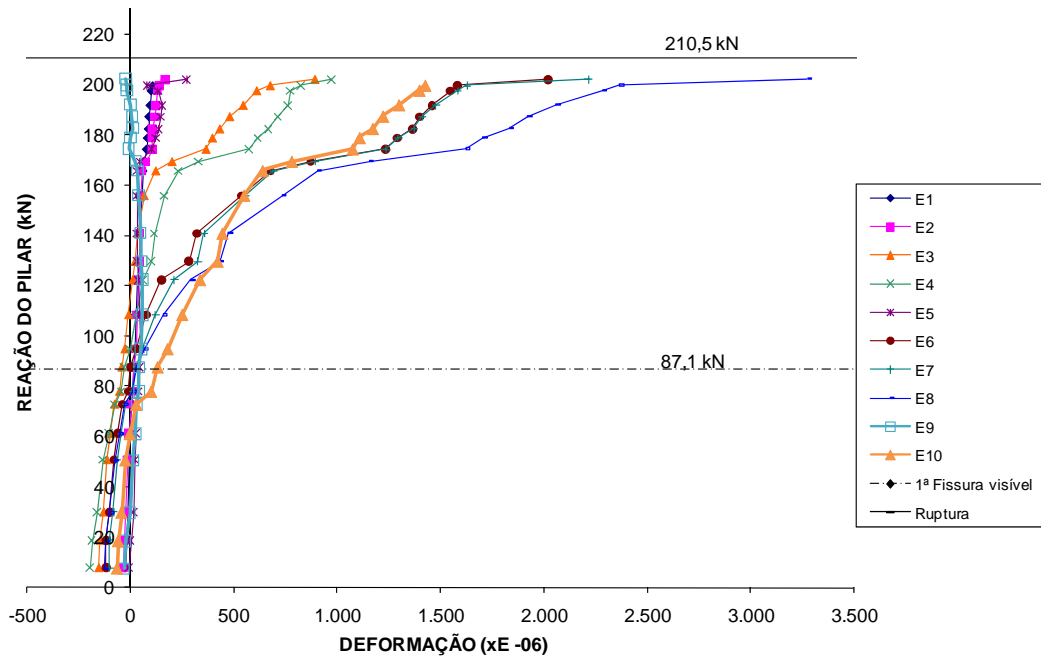


Figura 4.23 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L07

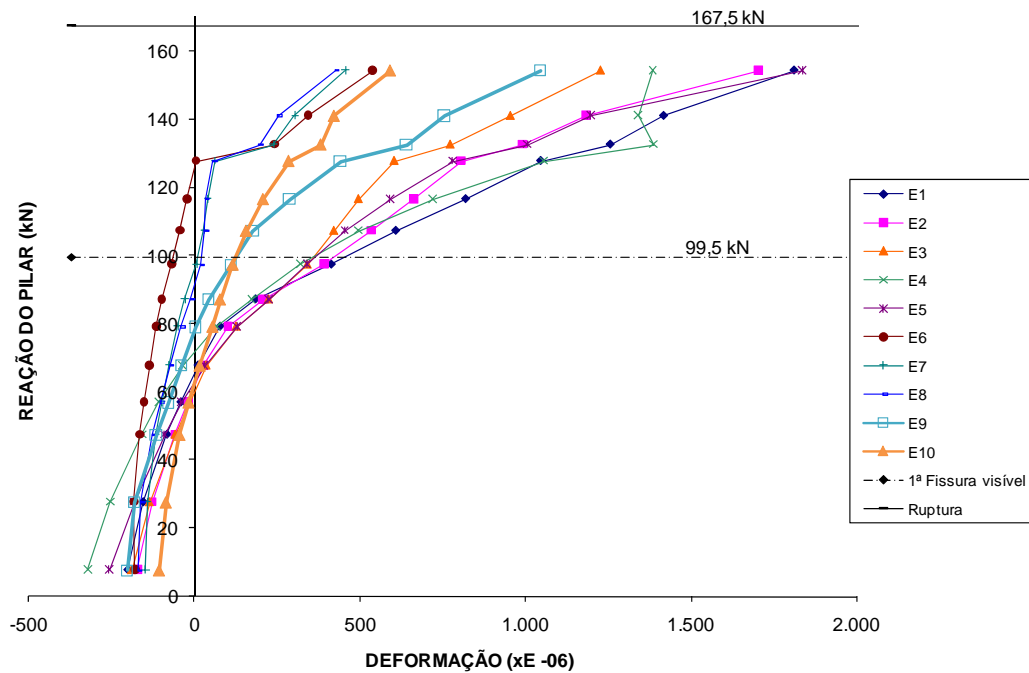


Figura 4.24 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L08

Os gráficos mostram que as barras que mais se deformaram de uma maneira geral foram as barras perpendiculares à borda da ligação quando o carregamento tem relação $P1/P2$ igual a 0,5 e as barras paralelas à borda da ligação quando o carregamento tem relação $P1/P2$ igual a 4.

Os gráficos das deformações dos modelos L01, L02, L04, L06 e L08 mostram a evolução das deformações nas barras e percebe-se a influência da relação de carregamento $P1/P2$ igual a 0,5 nestas deformações (em especial as barras com os extensômetros E2, E3, E4 e E5). Observando do mesmo modo os gráficos dos modelos L03, L05 e L07 estes mostram a evolução das deformações nas barras e também se percebe a influência da relação de carregamento $P1/P2$ igual a 4 nestas deformações (em especial as barras com os extensômetros E6, E7, E8, E9 e E10).

4.6 – DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

Neste item são apresentadas as deformações sofridas pela superfície inferior do concreto próxima ao pilar como mostrado no Capítulo 3. O cálculo da reação do pilar foi o mesmo destinado à composição dos gráficos das deformações da armadura passiva e também aqui serão apresentadas as cargas da primeira fissura visível e cargas últimas de cada modelo ensaiado. Essas deformações serão apresentadas da Figura 4.25 à Figura 4.32.

O fato dos extensômetros nos modelos L01 e L02 apresentarem deformação zero no início do ensaio se deu por conta de problemas no sistema de aquisição de dados Catman 4.5 que, não registrou as deformações no concreto durante a etapa de protensão.

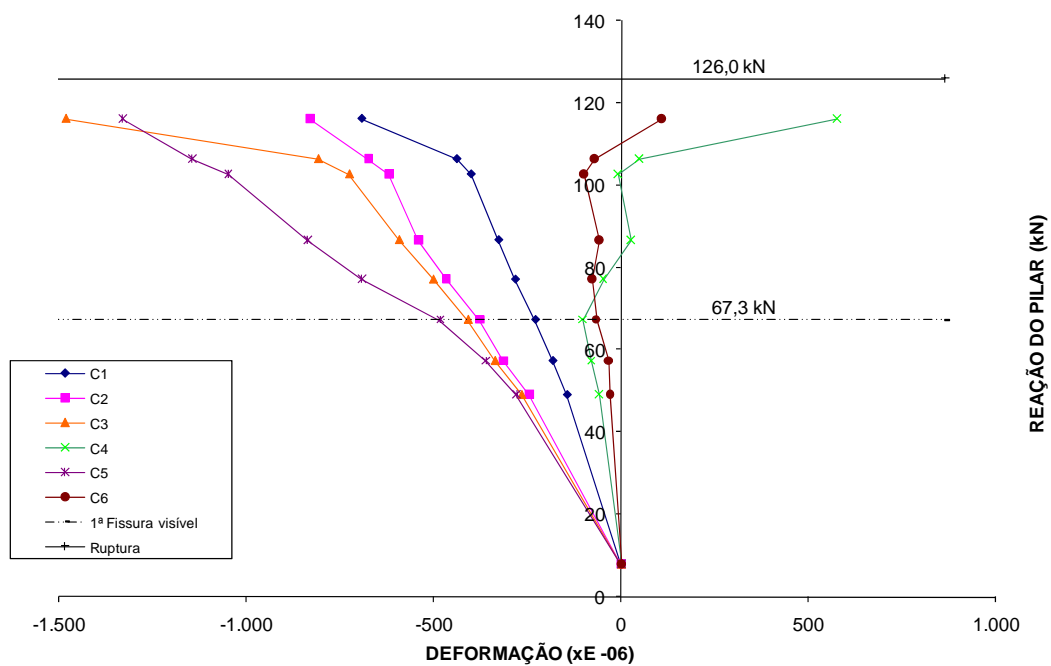


Figura 4.25 – Deformações na superfície do concreto próximo ao pilar – Modelo L01.

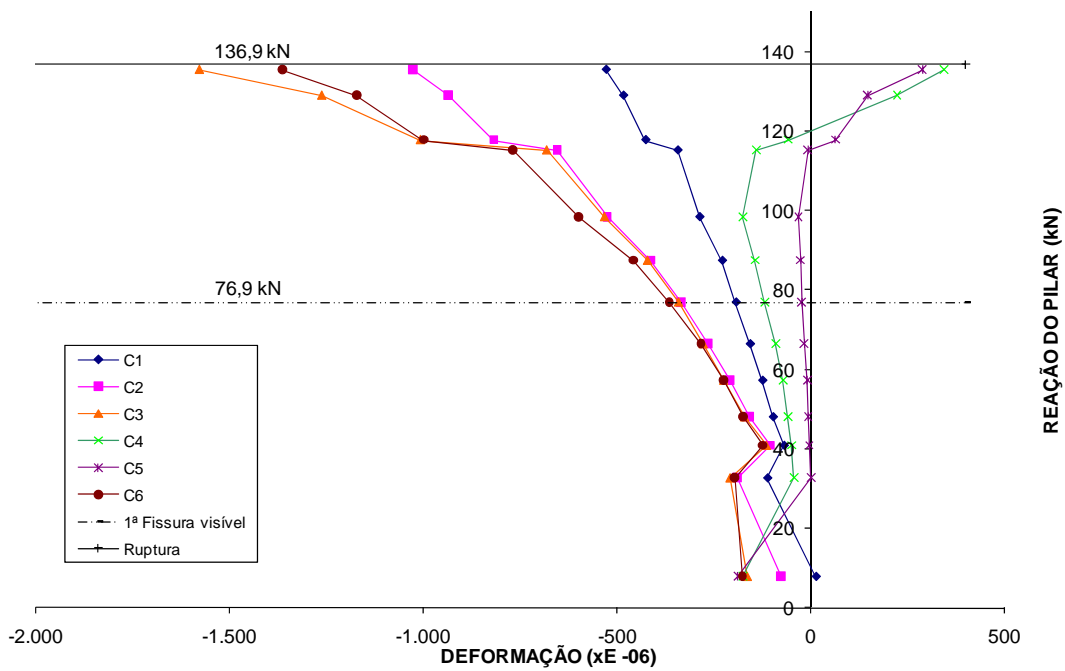


Figura 4.26 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L02.

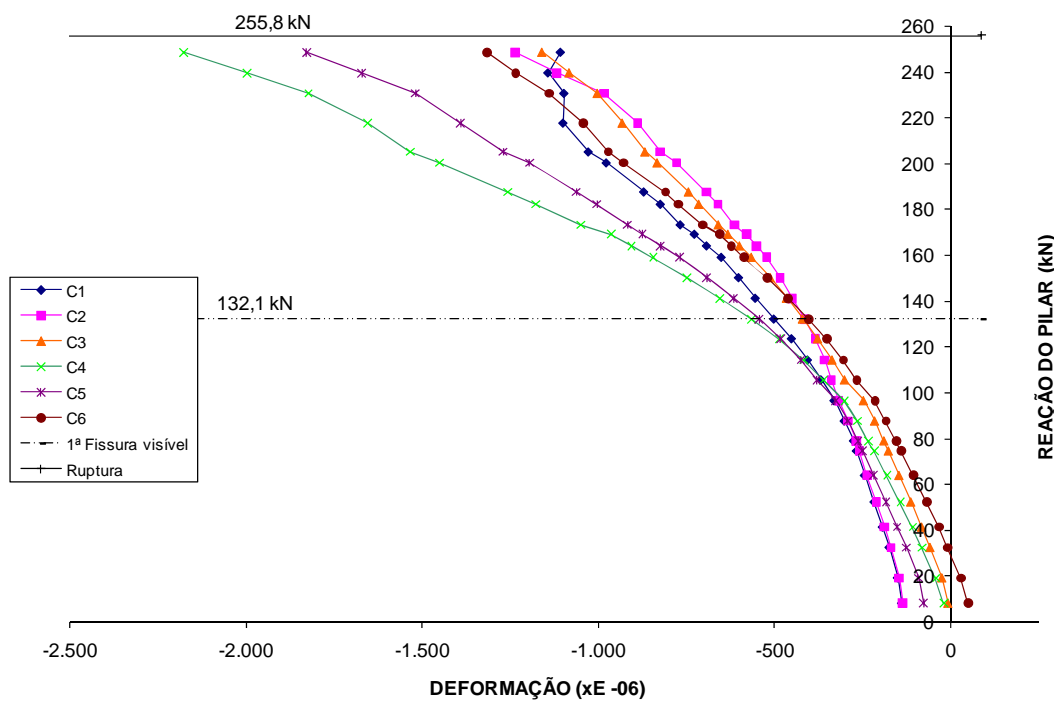


Figura 4.27 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L03.

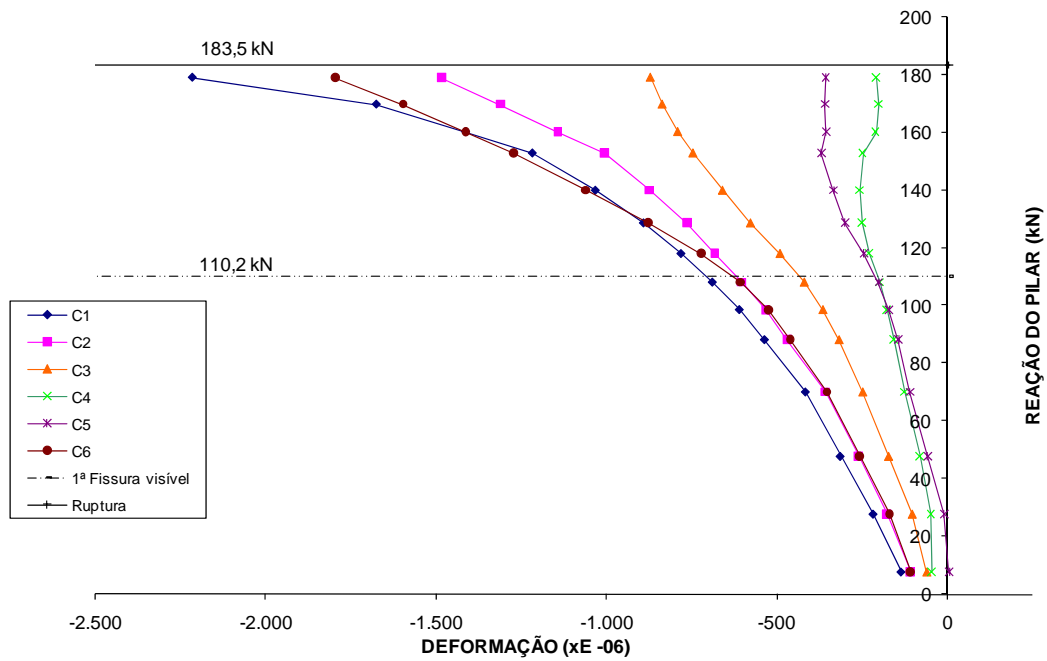


Figura 4.28 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L04.

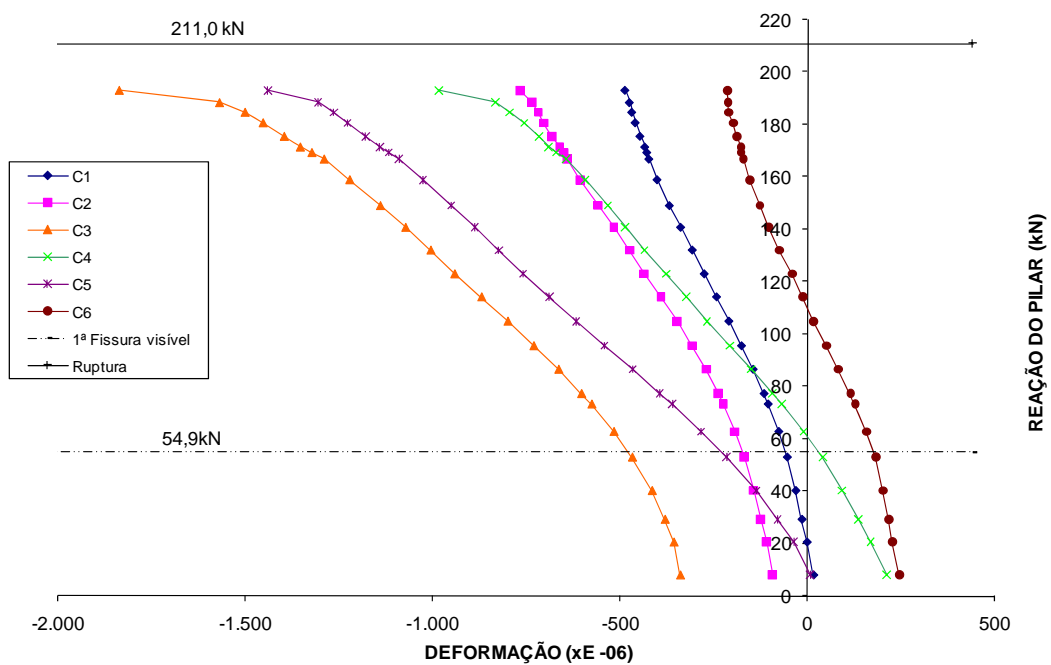


Figura 4.29 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L05.

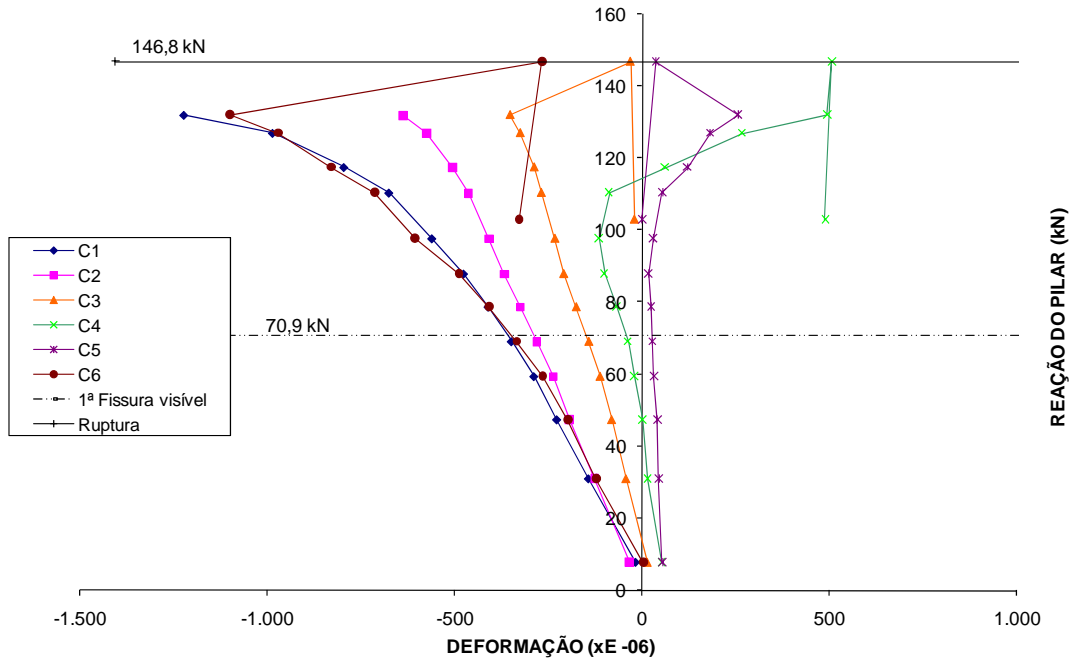


Figura 4.30 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L06.

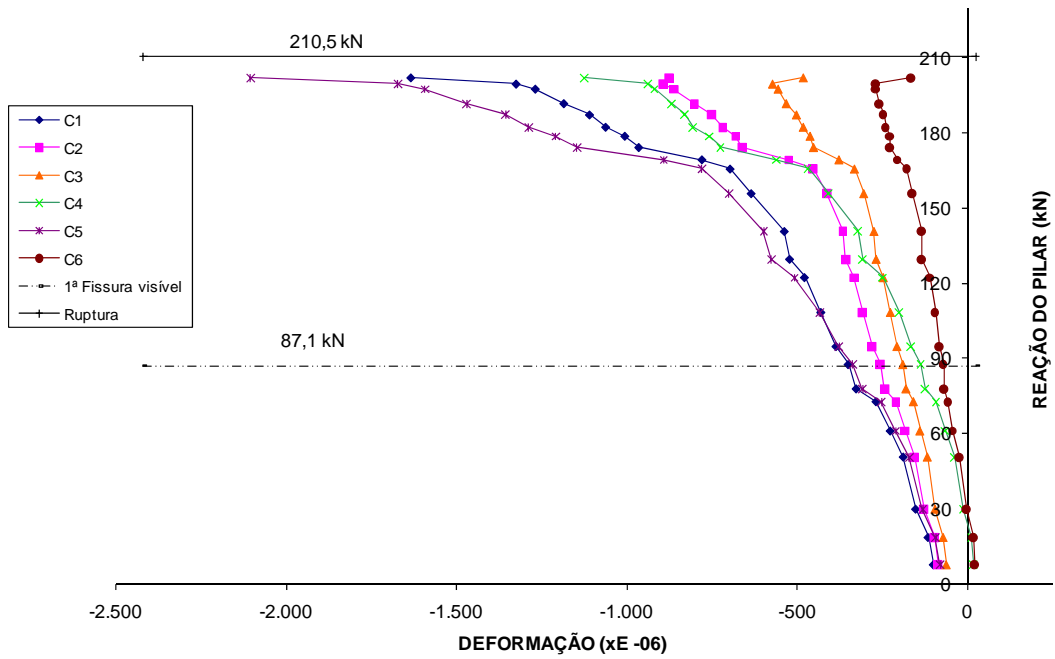


Figura 4.31 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L07.

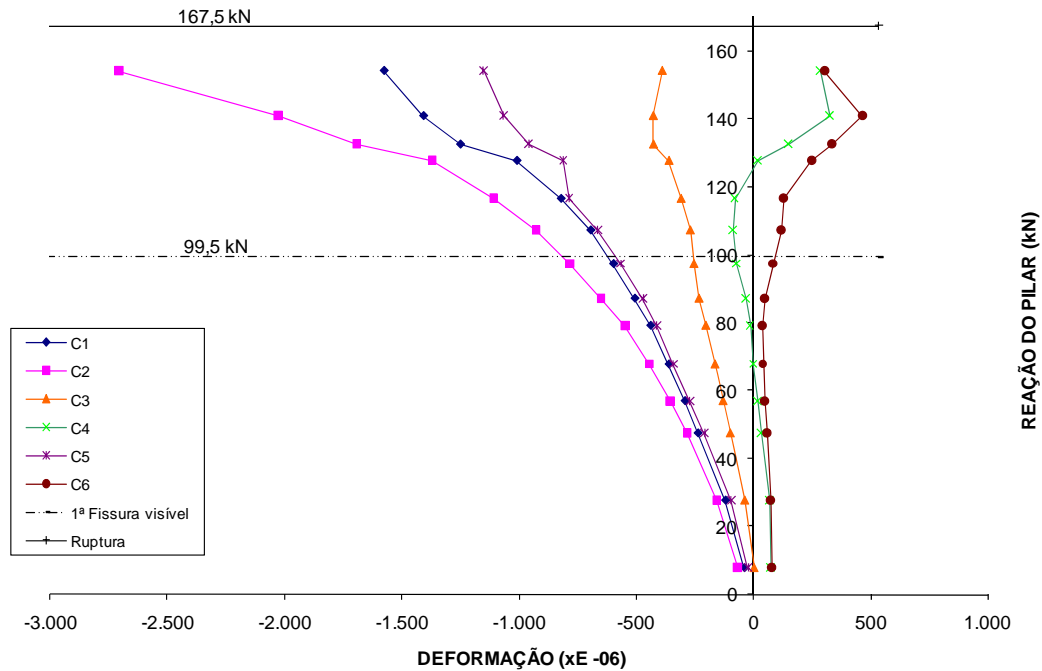


Figura 4.32 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L08.

Nota-se que os extensômetros C4 e C6 para todos os modelos carregados com relação P1/P2 igual a 0,5 foram os que mediram as menores deformações da superfície do concreto, estando estes posicionados na direção paralela à borda da ligação.

4.7 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das lajes dos modelos foram medidos por 15 defletômetros, dispostos como apresentado no Capítulo 3. Neste item serão apresentados os gráficos que mostram a evolução dos deslocamentos da laje de cada modelo isoladamente e comparando os deslocamentos das lajes dos modelos entre si nos pontos de carregamentos.

São apresentados agora, da Figura 4.33 à Figura 4.40, os deslocamentos ao longo da direção X (paralela à borda da ligação) medidos com os defletômetros D11, D3, D2, D1 e D10 (a partir da esquerda), ficando o centro do pilar na ordenada 1000 mm. Nas Figuras 4.41 à Figura 4.48 são apresentados os deslocamentos ao longo da direção Y (perpendicular à borda da ligação) com origem no centro do pilar, medidos com os defletômetros D7, D8, D9 e D12 (a partir da esquerda), ficando o pilar na ordenada 0 mm.

As linhas tracejadas indicam que os respectivos defletômetros não estão no mesmo alinhamento que os demais defletômetros posicionados na direção X, ou seja, os defletômetros D10 e D11 não estão no mesmo alinhamento que D1, D2 e D3, e estes últimos estão alinhados entre si. Por meio destes gráficos será possível ver o comportamento quanto às deflexões das lajes dos modelos a cada passo de carga. Note que no início do ensaio há uma pequena movimentação das lajes dos modelos para cima, justificada pelo efeito da protensão empregada em cada uma.

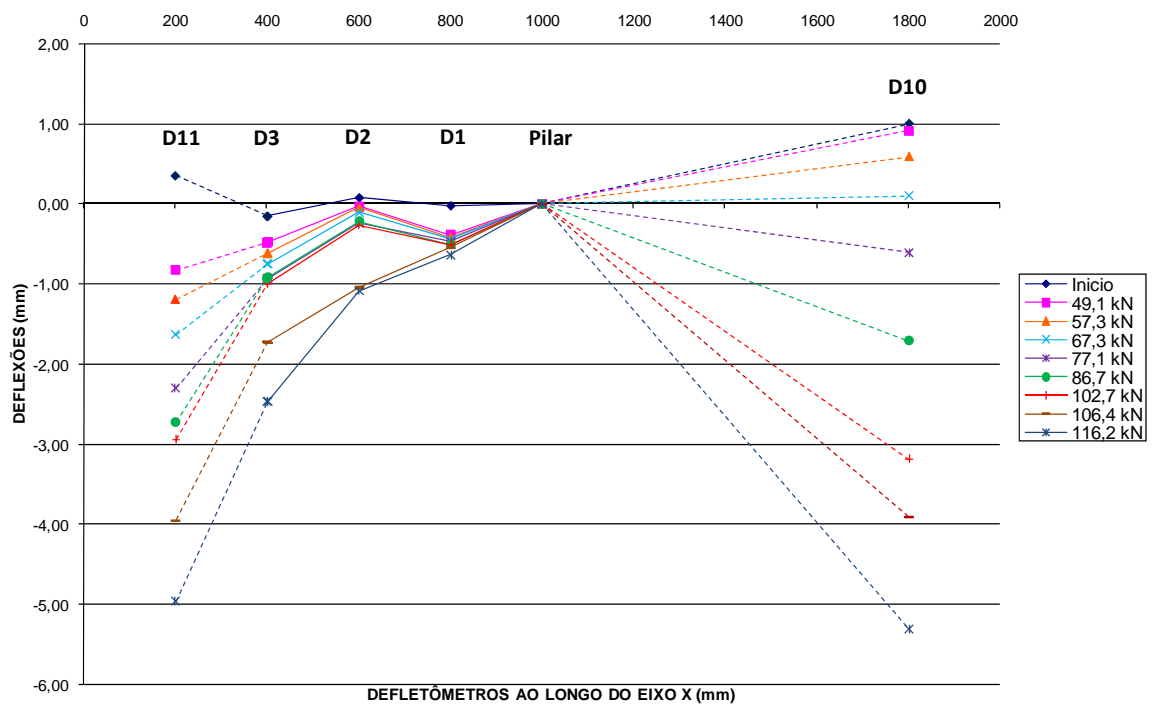


Figura 4.33 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L01.

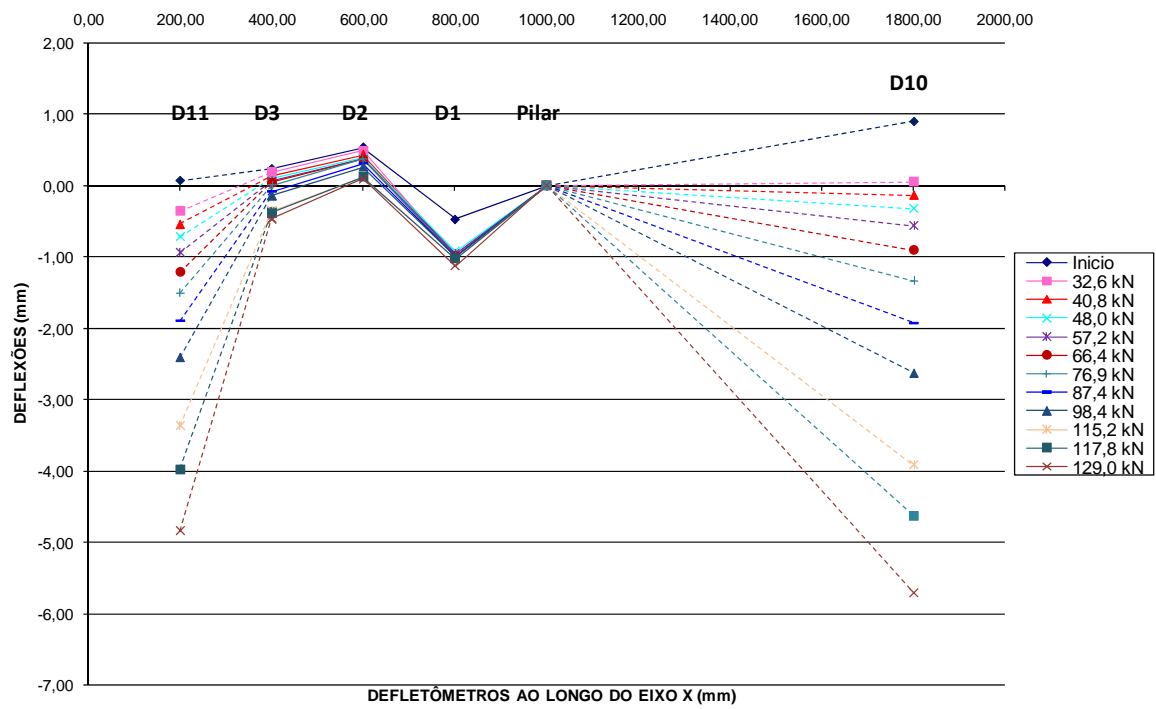


Figura 4.34 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L02.

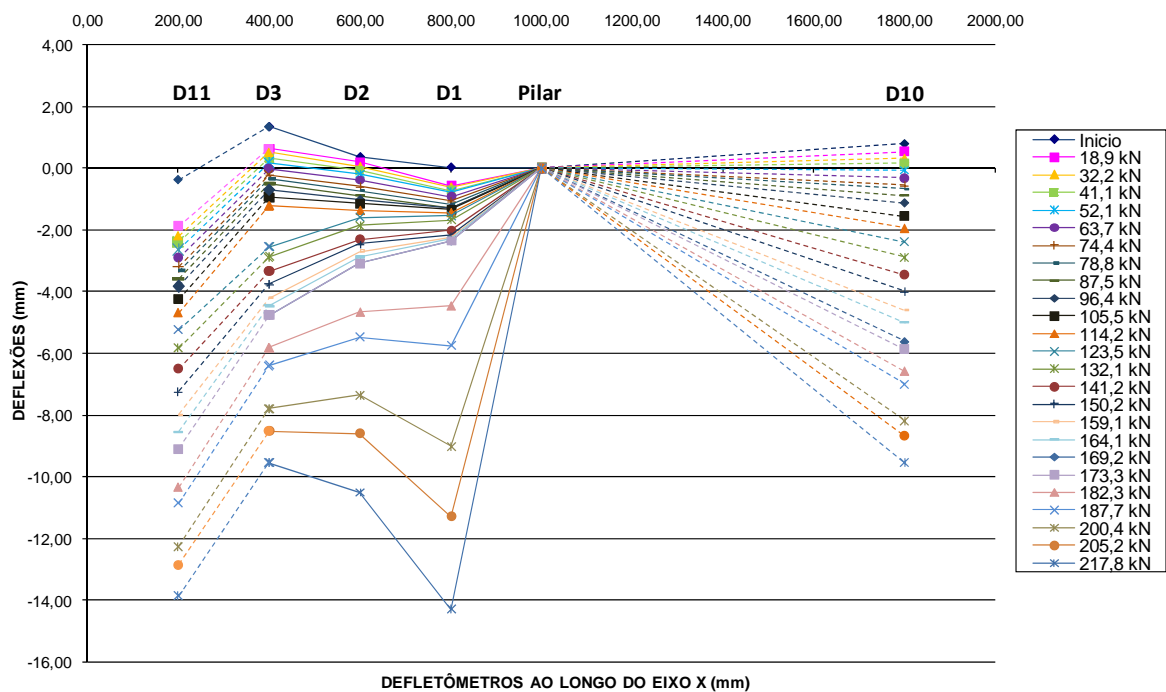


Figura 4.35 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L03

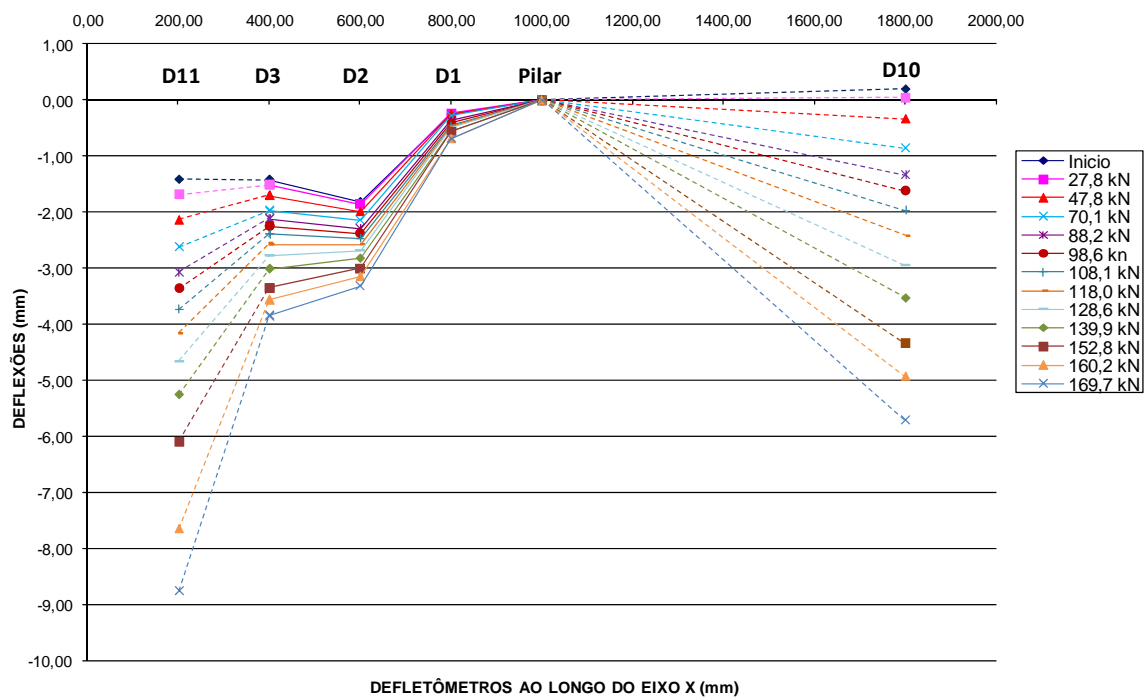


Figura 4.36 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L04

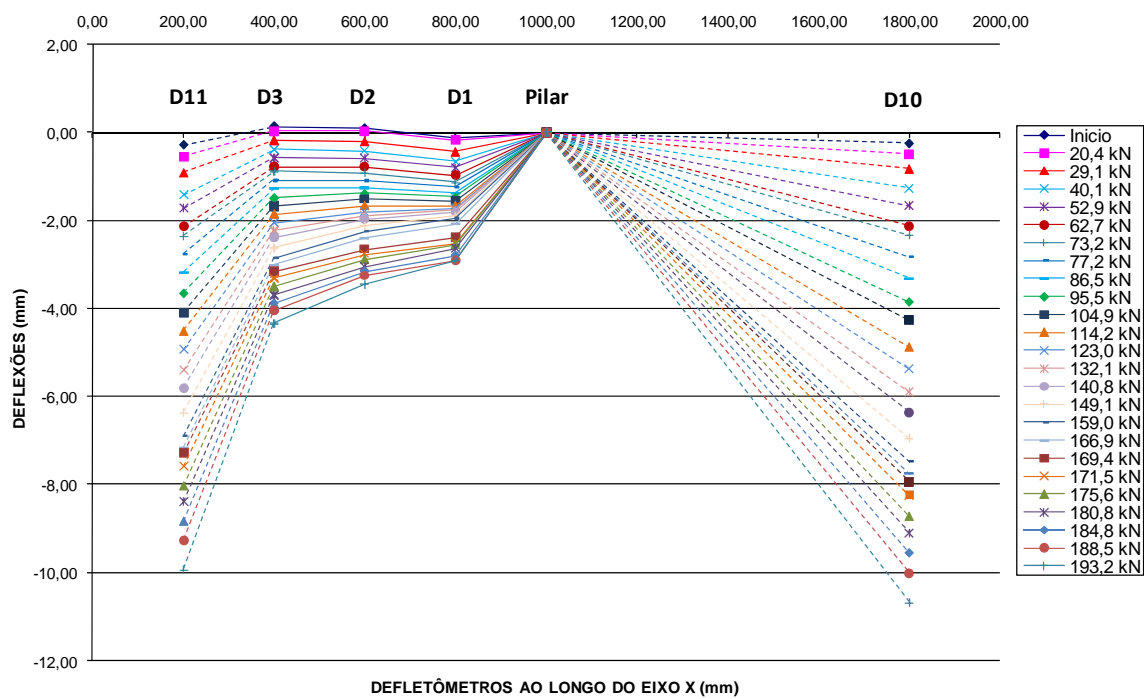


Figura 4.37 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L05

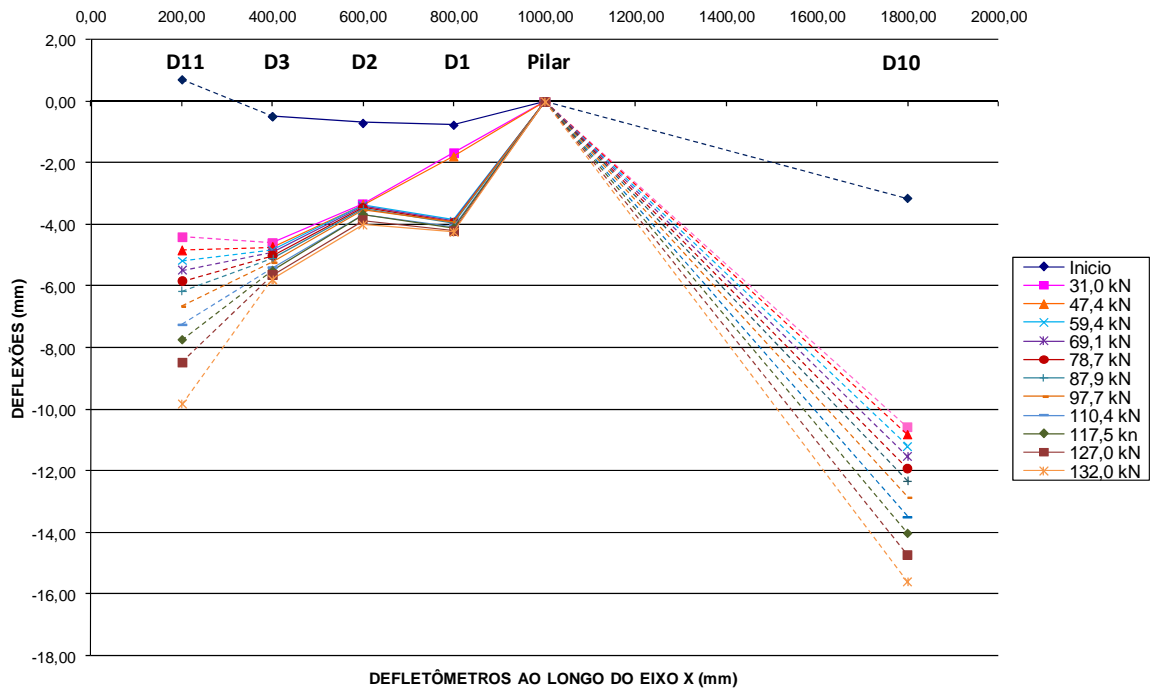


Figura 4.38 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L06

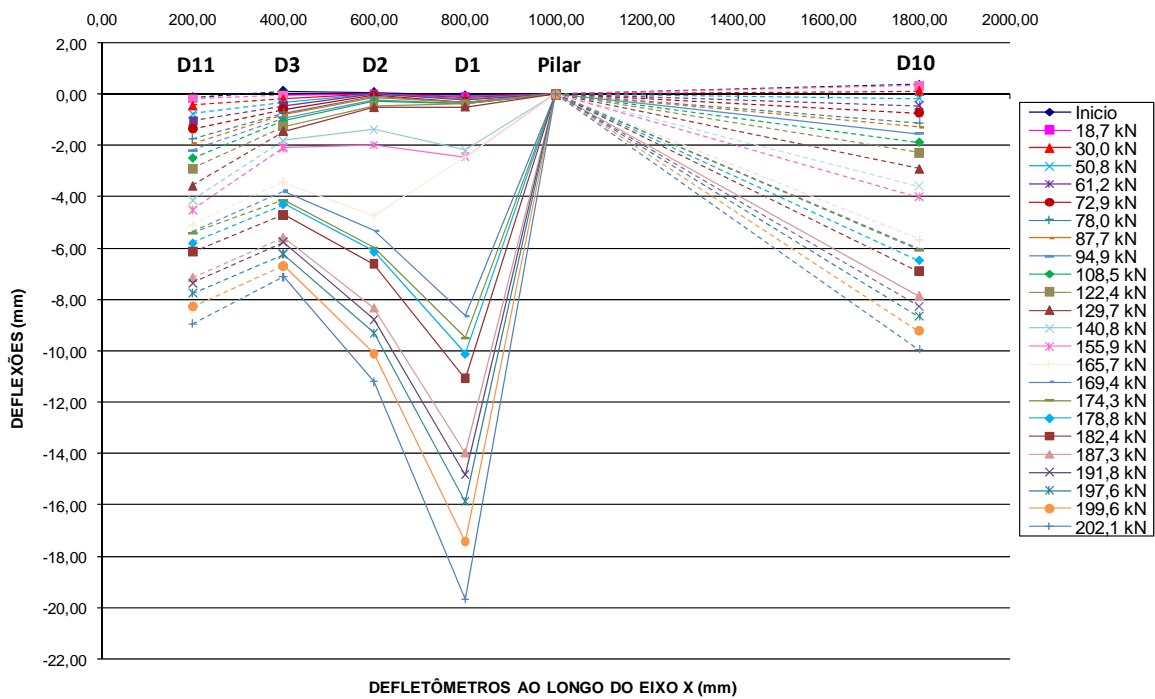


Figura 4.39 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L07

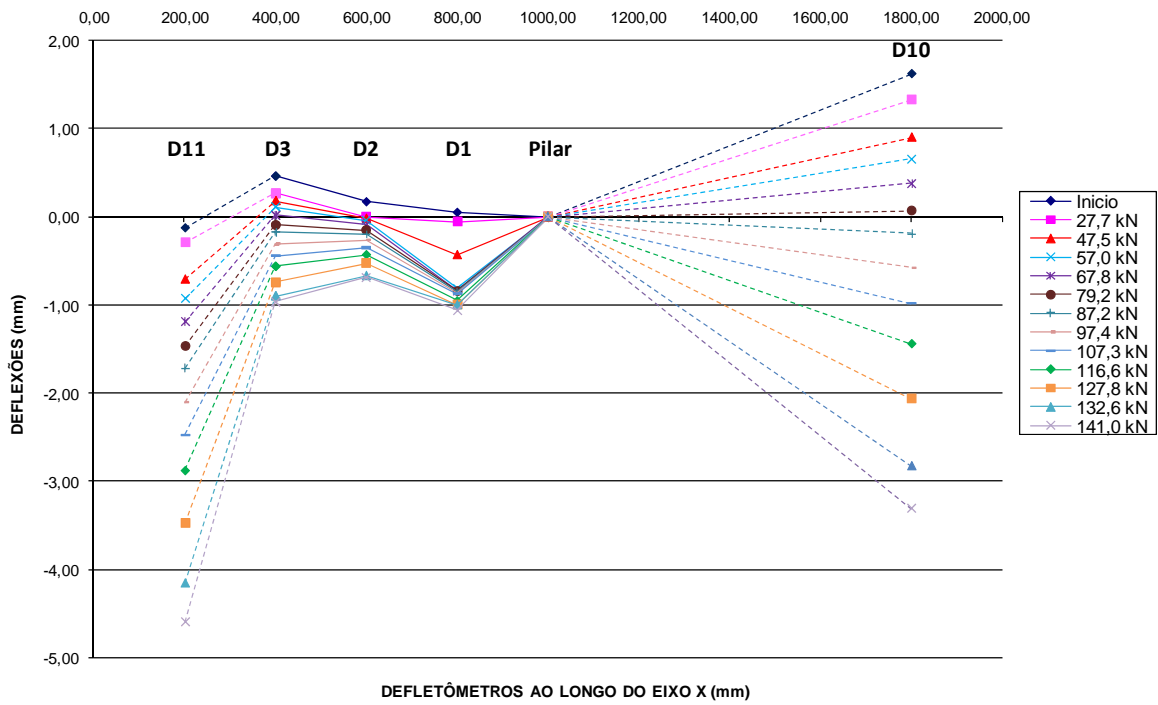


Figura 4.40 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L08.

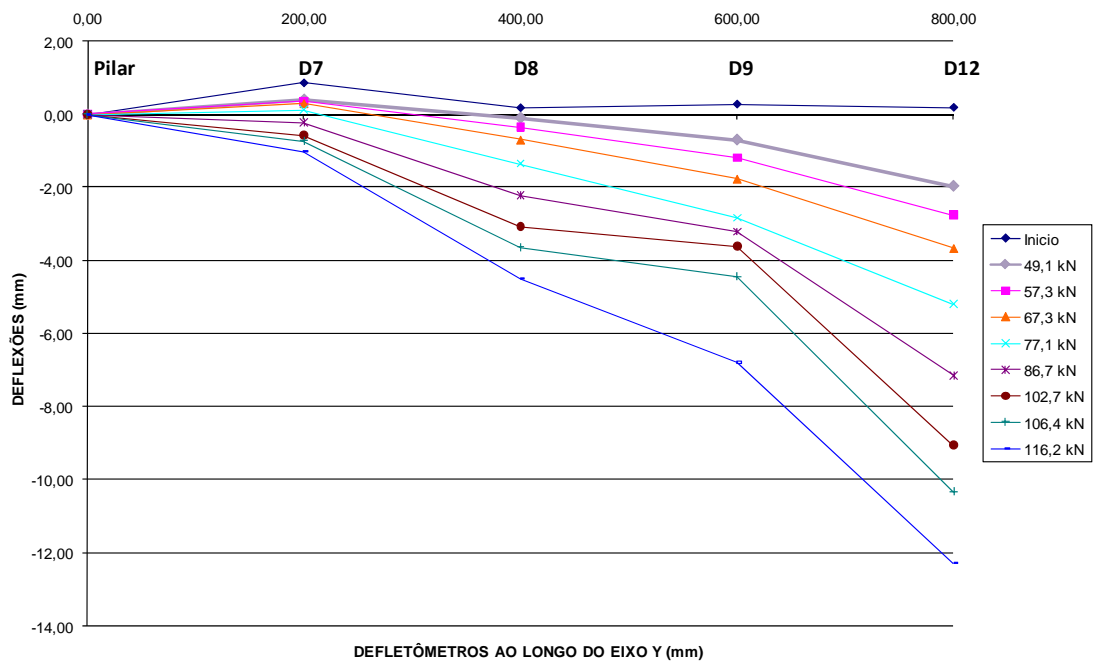


Figura 4.41 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L01.

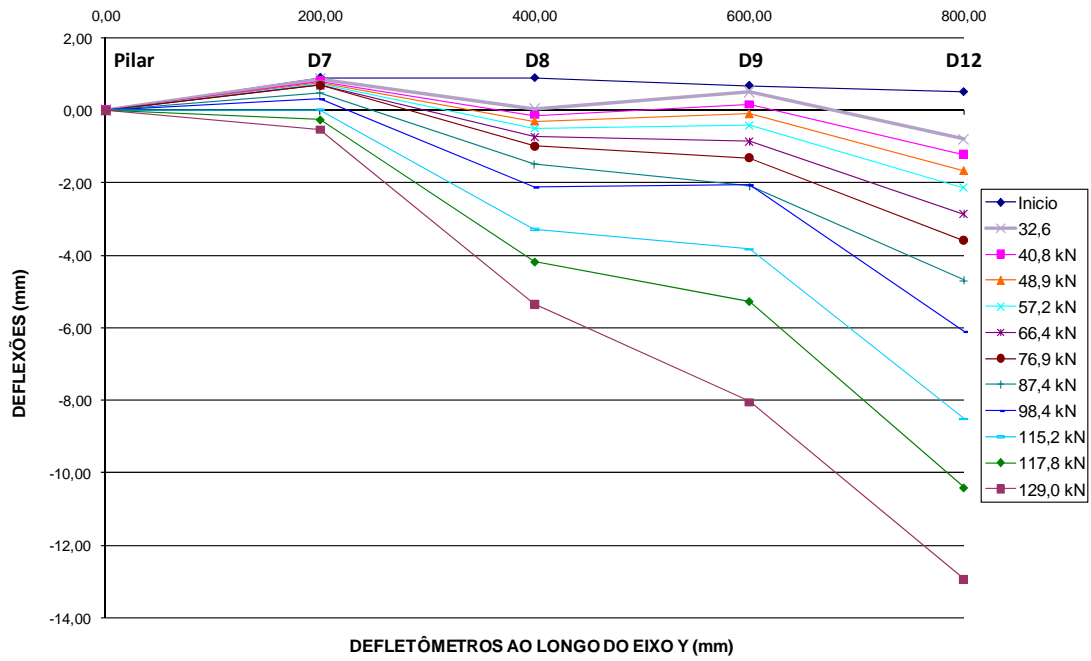


Figura 4.42 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L02.

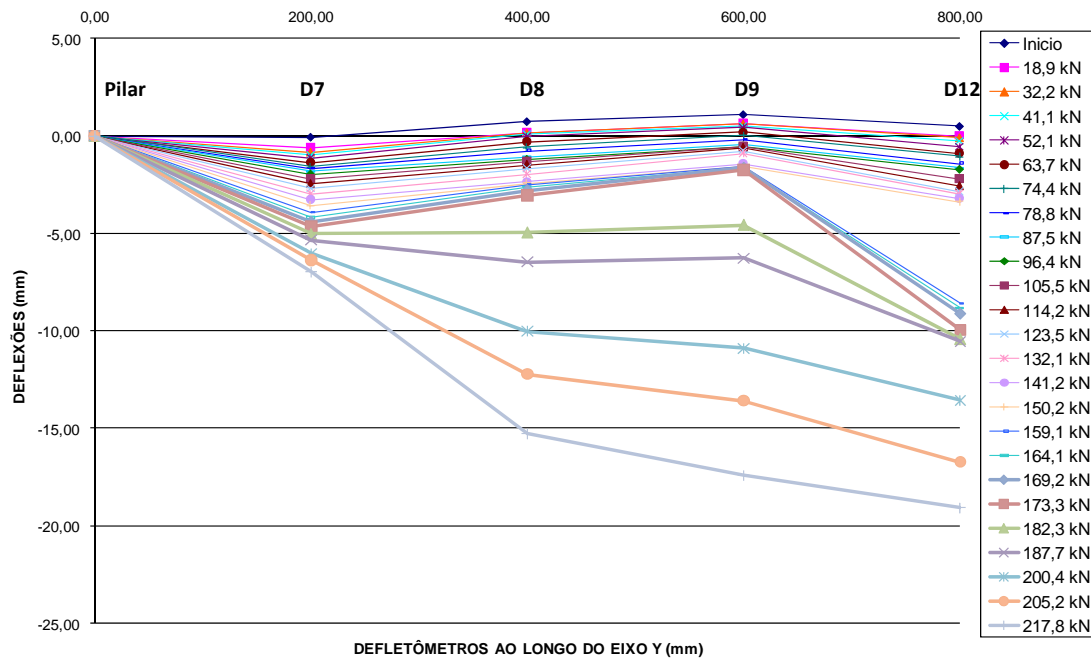


Figura 4.43 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L03.

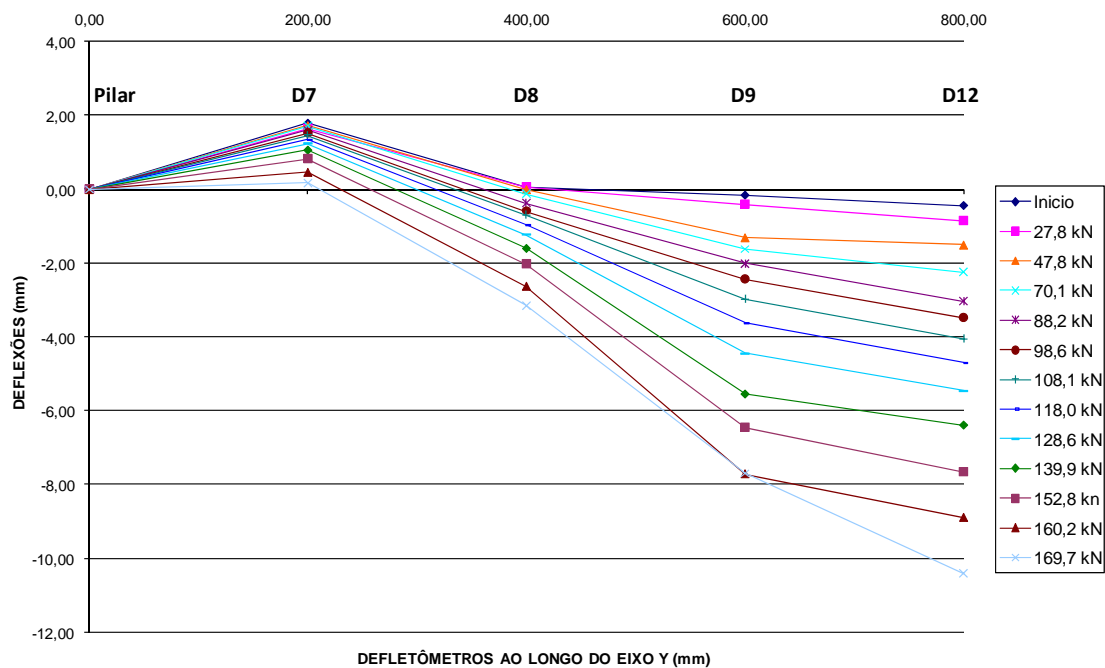


Figura 4.44 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L04.

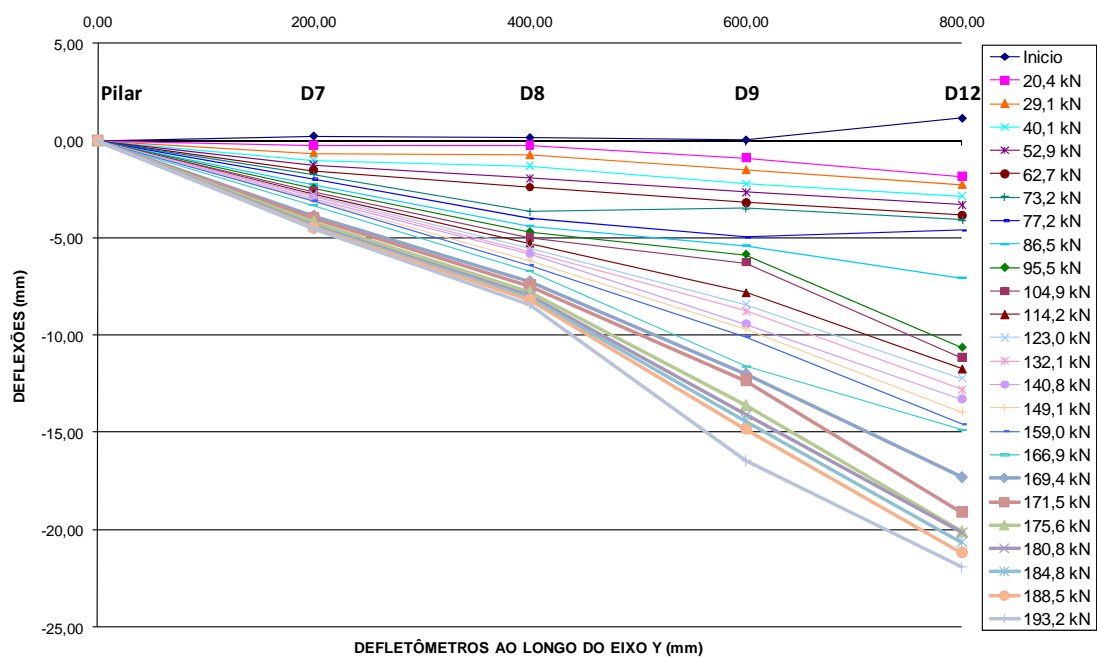


Figura 4.45 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L05.

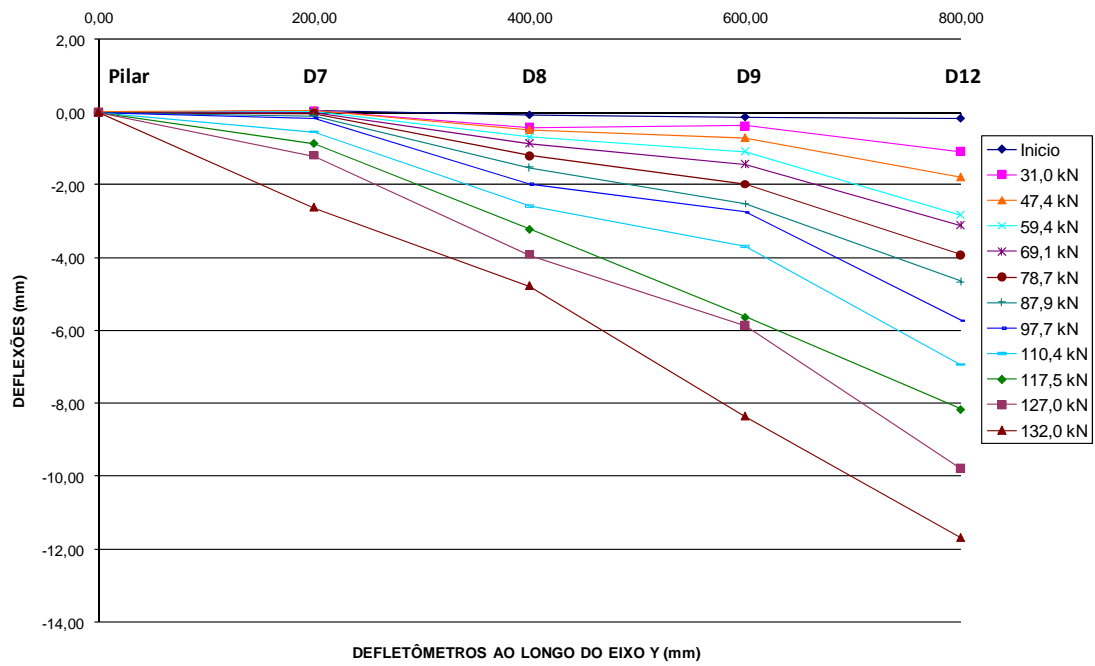


Figura 4.46 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L06.

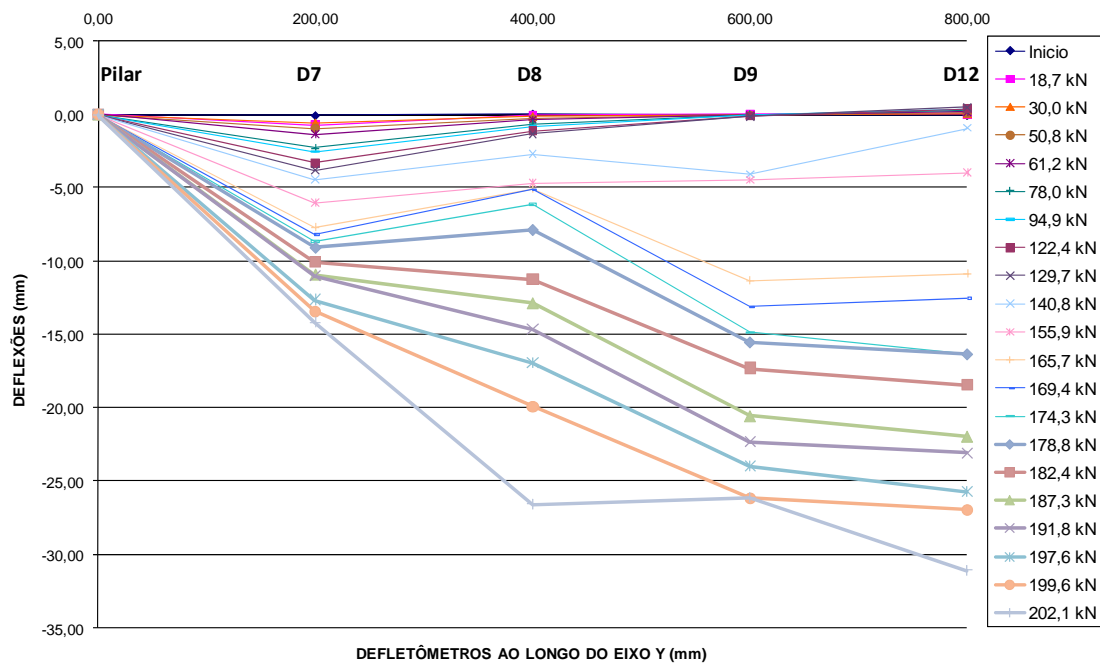


Figura 4.47 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L07.

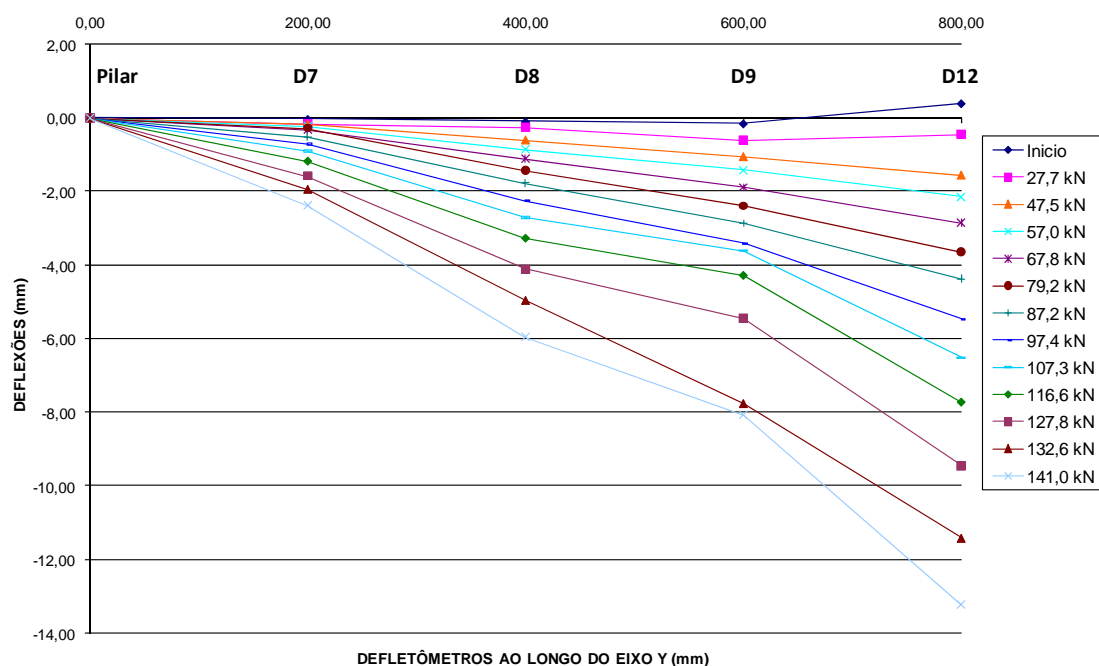


Figura 4.48 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L08.

O comportamento das deflexões dos defletômetros D1, D2 e D3 das lajes dos modelos L03 e L07 mostrados nos deslocamentos verticais na direção X da Figura 4.35 e Figura 4.39 pode ser explicado pelo desenvolvimento da fissuração a partir de passos de carga intermediários. Foi observado que o surgimento e desenvolvimento de fissuras entre os defletômetros D1 e D2 provocaram deslocamentos que levaram ao formato apresentado no gráfico com o defletômetro D2 e D3 registrando menores deslocamentos que os defletômetros D1. Estes menores deslocamentos podem ser explicados pela ação conjunta da protensão dos cabos na direção do eixo X e da rotação devido ao carregamento, que é liberada para acontecer assim que as fissuras se desenvolvem.

Da Figura 4.49 à Figura 4.56 são apresentados os deslocamentos dos pontos de carga medidos pelos defletômetros D10, D11 e D12 para cada modelo ensaiado.

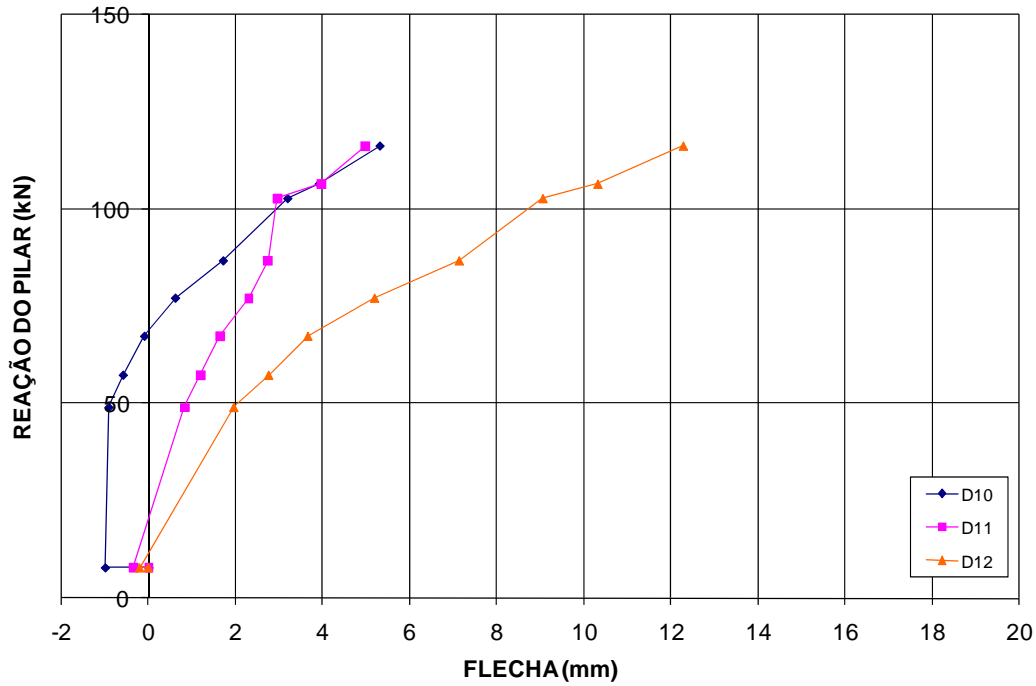


Figura 4.49 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L01.

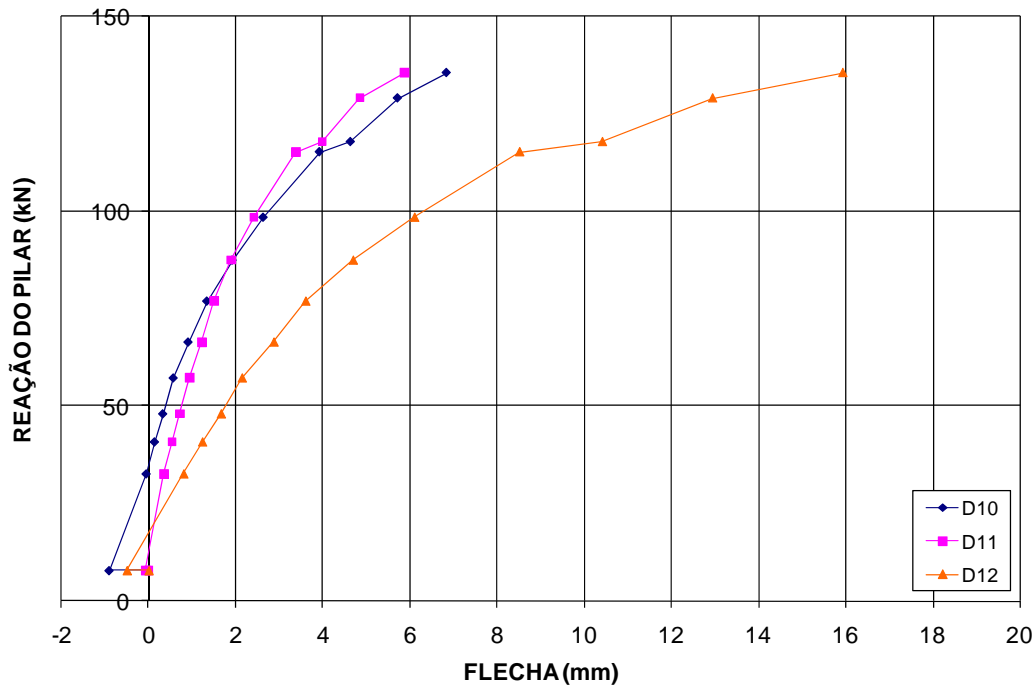


Figura 4.50 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L02.

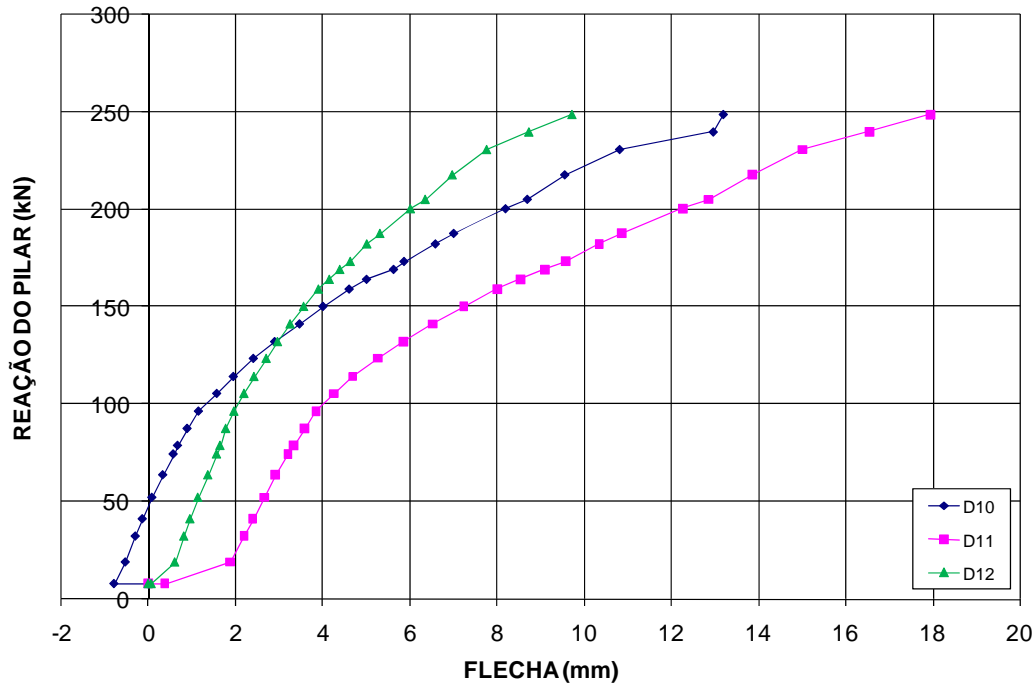


Figura 4.51 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L03.

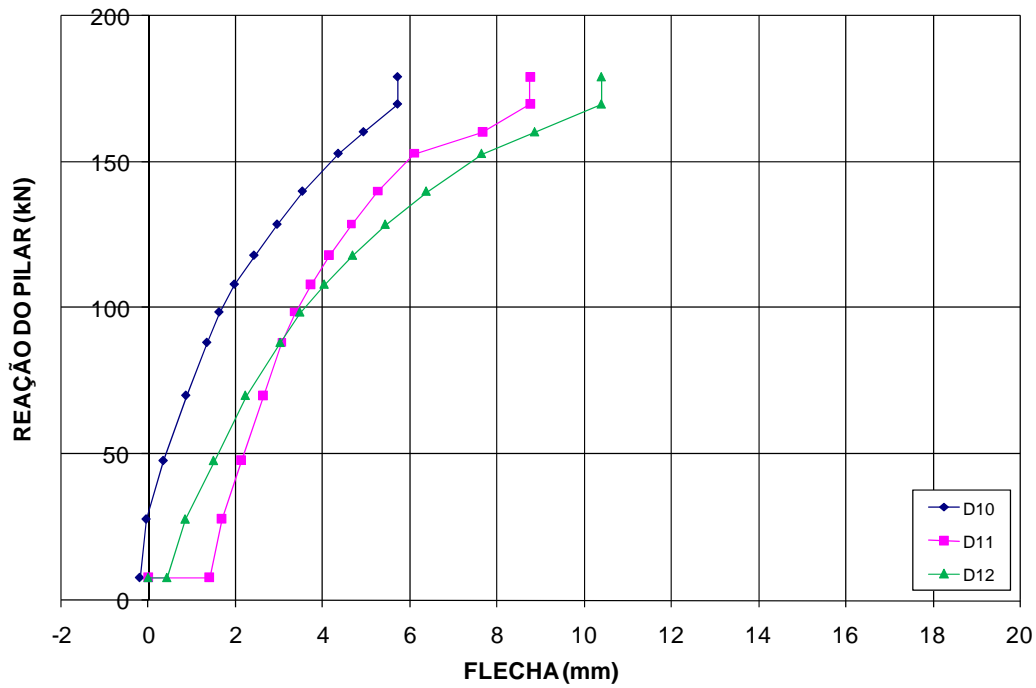


Figura 4.52 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L04.

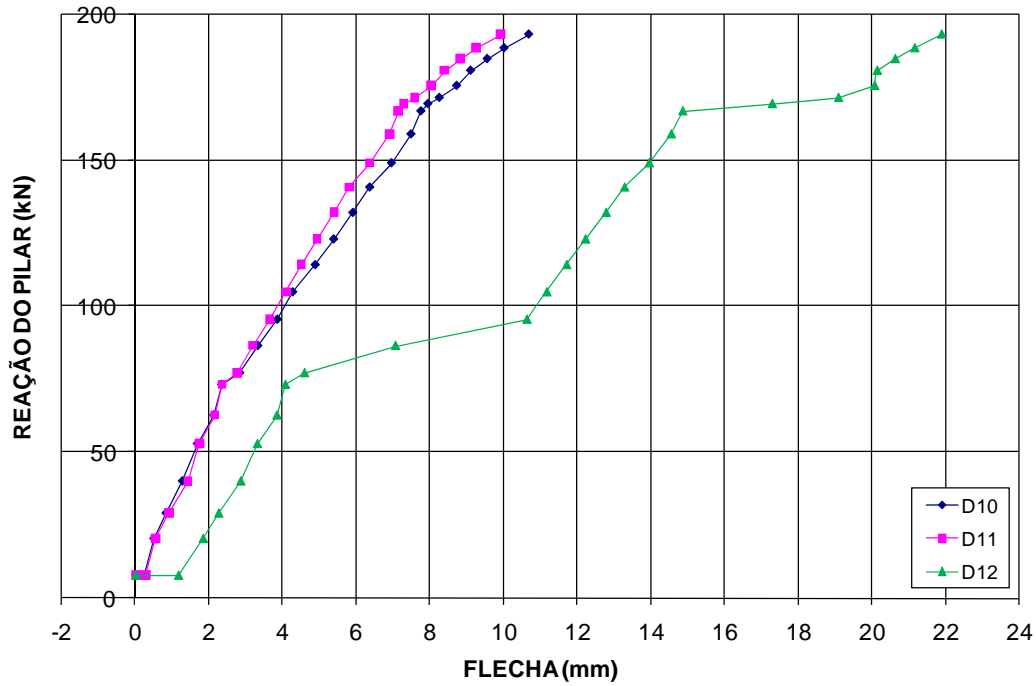


Figura 4.53 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L05.

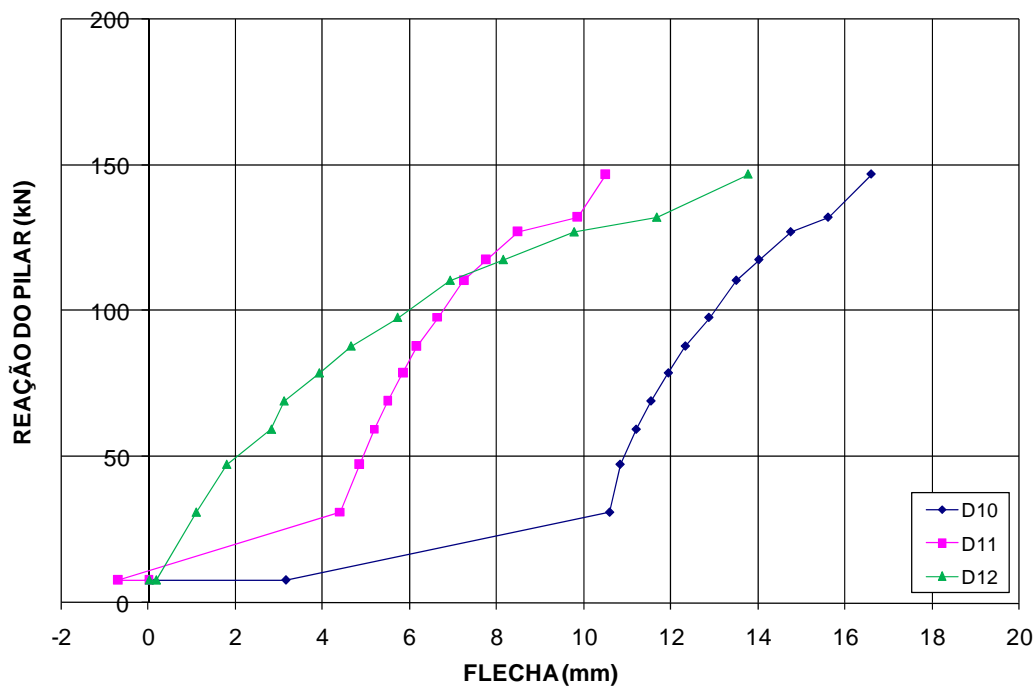


Figura 4.54 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L06.

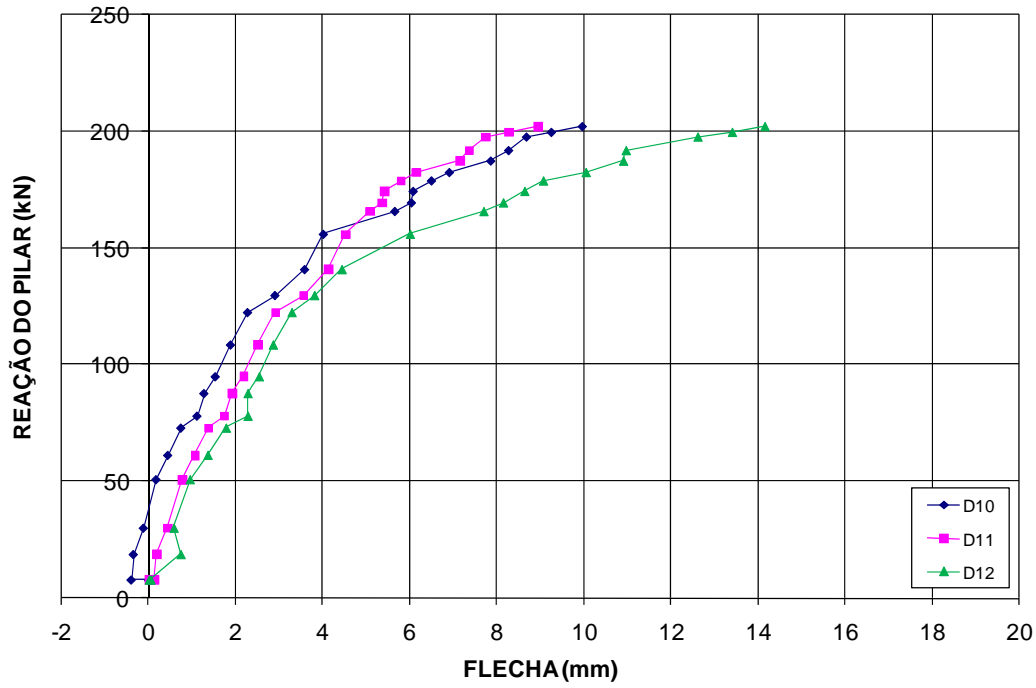


Figura 4.55 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L07.

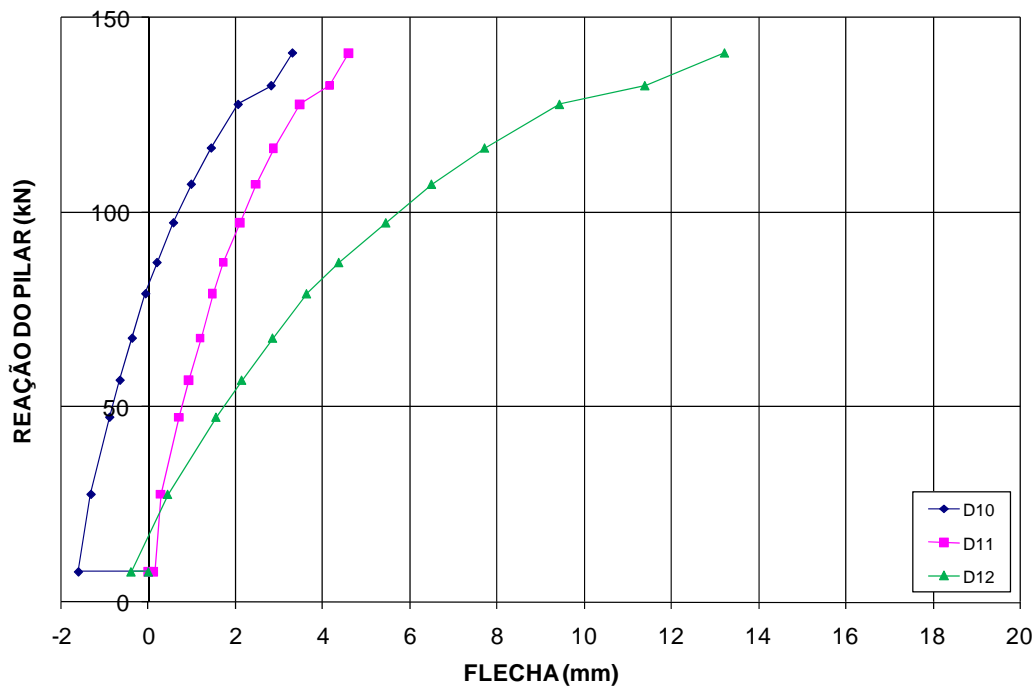


Figura 4.56 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L08.

Verifica-se pelos gráficos que os modelos L01, L02, L04, L07 e L08 tiveram uma evolução maior dos deslocamentos registrados pelo defletômetro D12 que é o defletômetro mais próximo do ponto de carga P2, indicando uma movimentação maior da laje do modelo L05.

É notado, também por meio destes gráficos que na maioria dos modelos o deslocamento dos pontos de carga P1 é menor em relação ao defletômetro D12, com exceção do modelo L03.

Da Figura 4.57 à Figura 4.59 é apresentada uma comparação dos deslocamentos dos pontos de carga entre as lajes de todos os modelos.

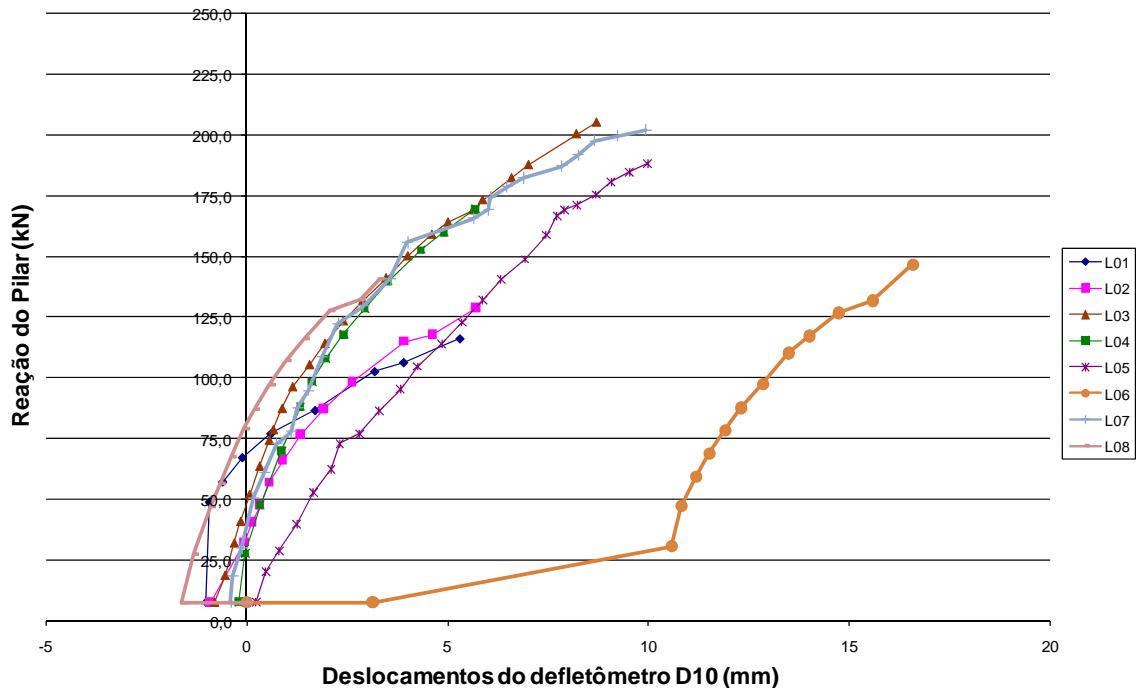


Figura 4.57 – Deslocamentos do defletômetro D10 para todos os modelos.

Nota-se que os modelos L03, L05, L06 e L07 são os que apresentam maiores deslocamentos para o defletômetro D10. Estes modelos, com exceção do modelo L06, receberam carregamento com relação P1/P2 igual a 4.

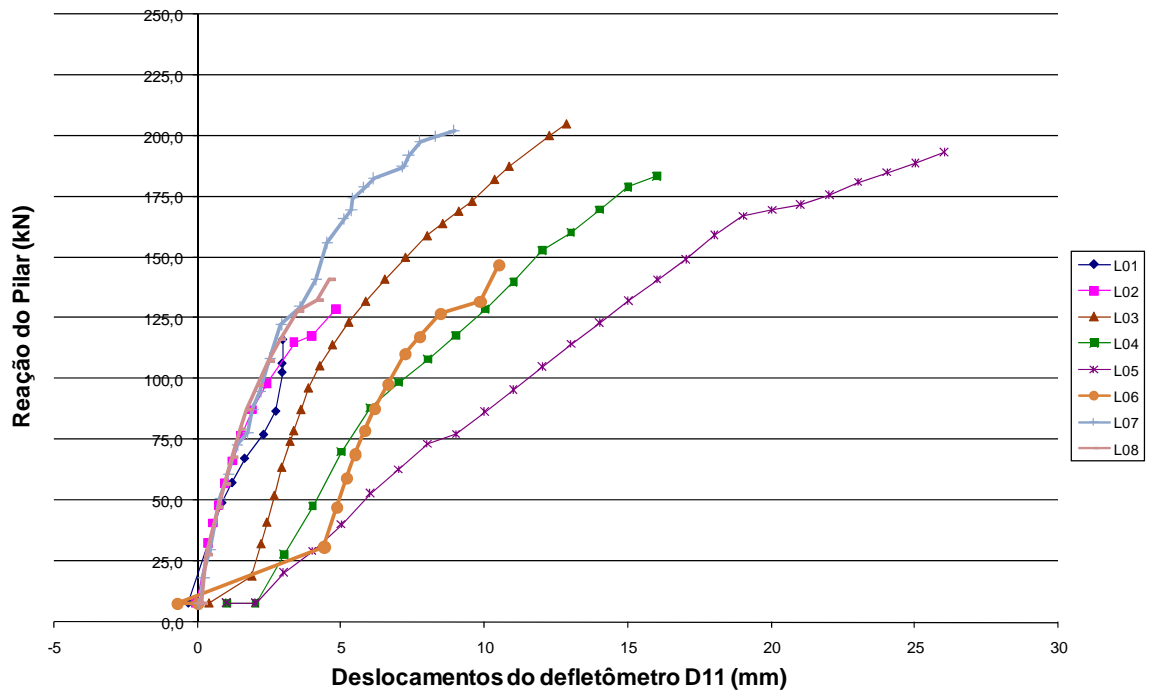


Figura 4.58 – Deslocamentos do defletômetro D11 para todos os modelos.

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

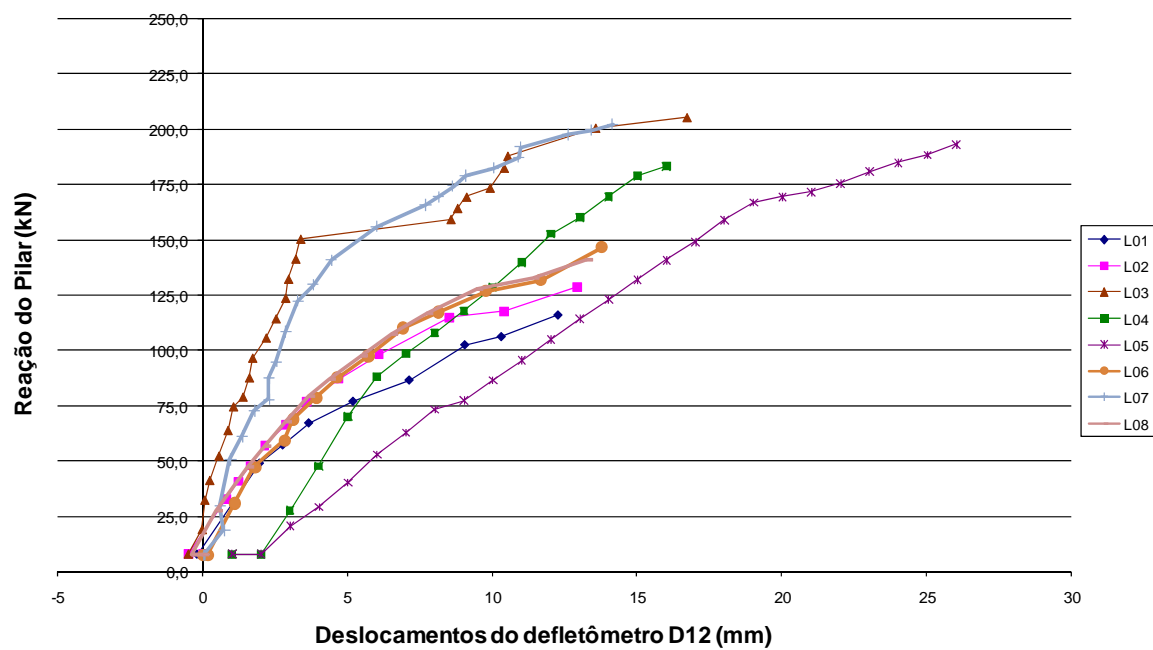


Figura 4.59 – Deslocamentos do defletômetro D12 para todos os modelos.

O gráfico anterior mostra que, também para o defletômetro D12 o modelo L05 apresentou os maiores deslocamentos. Isso provavelmente se deve à maior carga estar aplicada em P1 e fez com que a região posterior da laje do modelo se deslocasse como um corpo rígido, assim, o deslocamento proporcionado pelas cargas P1 associado ao carregamento da carga P2, proporcionou um maior deslocamento no ponto do defletômetro D12.

Será mostrado da Figura 4.60 à Figura 4.67 o padrão de fissuração da ruptura de cada um dos modelos ensaiados.

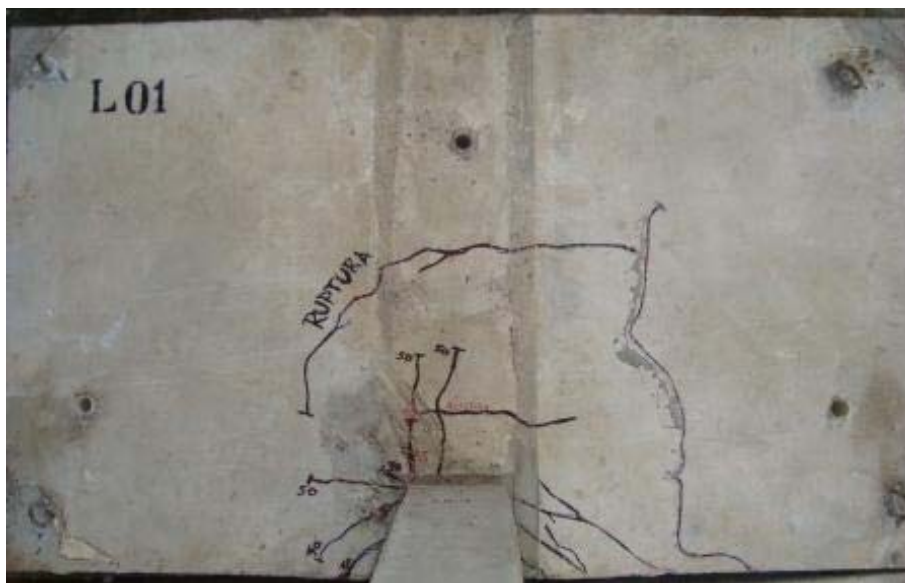


Figura 4.60 – Ruptura da laje do Modelo L01.

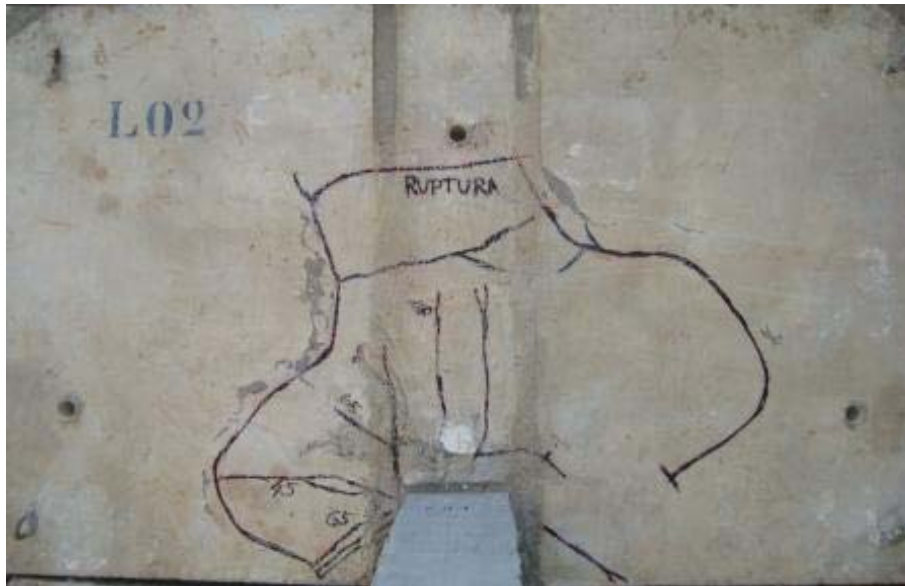


Figura 4.61 – Ruptura da laje do Modelo L02.



Figura 4.62 – Ruptura da laje do Modelo L03.



Figura 4.63 – Ruptura do da laje Modelo L04.



Figura 4.64 – Ruptura da laje do Modelo L05.



Figura 4.65 – Ruptura da laje do Modelo L06.

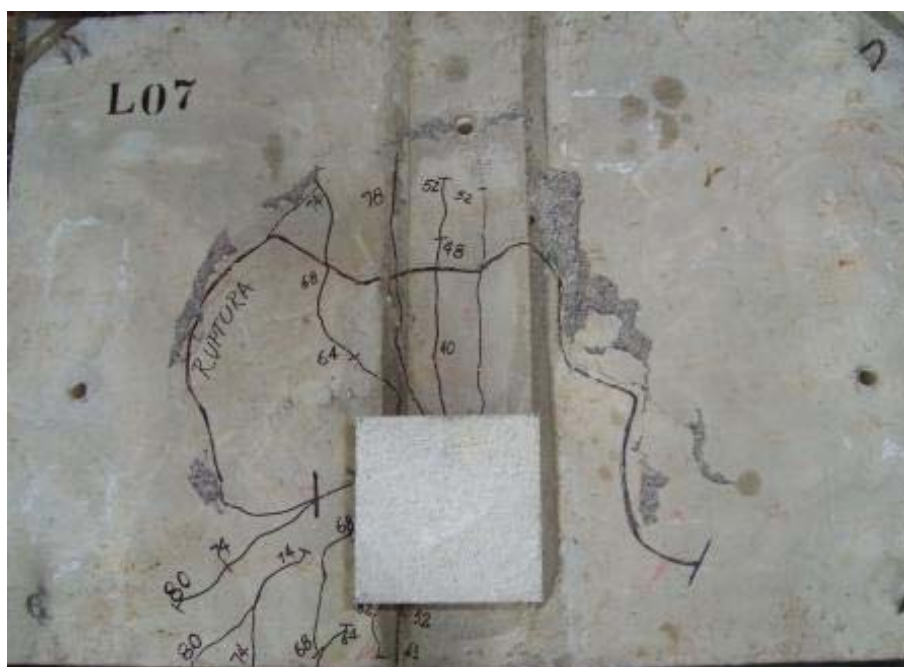


Figura 4.66 – Ruptura da laje do Modelo L07.

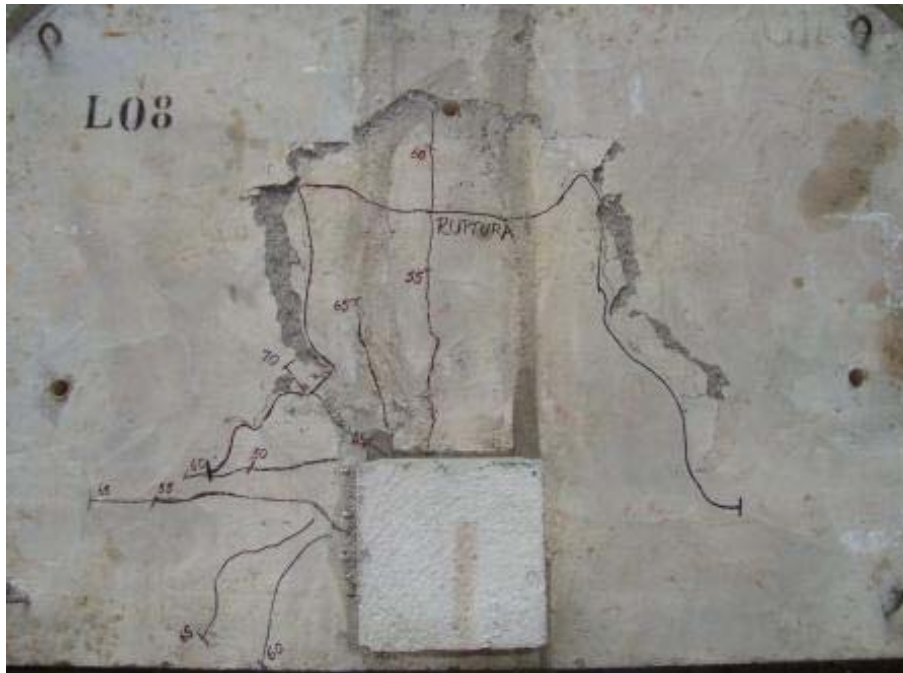


Figura 4.67 – Ruptura da laje do Modelo L08.

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Este capítulo tem como objetivo fazer comparações entre as lajes dos modelos no que diz respeito a seus comportamentos durante os ensaios e as normas: NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001, tendo como objeto de análise as variações da força de protensão, as deformações das barras da armadura passiva e do concreto, os deslocamentos verticais, as cargas últimas e modos de ruptura obtidos nos ensaios.

Os modelos para a análise das variações de força de protensão durante o ensaio, deformações das barras da armadura passiva e concreto e deslocamentos verticais, serão divididos em três principais grupos em virtude da variação dos parâmetros de ensaio. Os grupos de modelos são: Grupo 1 – Sem *Overhang*: onde serão comparados os modelos L01 com o L02, L03 com o L04 e L02 com o L04, uma vez que as lajes dos modelos L01 e L02 têm como variável entre elas a disposição dos cabos de protensão. Nos modelos L03 e L04 a variável entre elas é a relação de carga $P1/P2$ e entre os modelos L02 e L04 a variável é a relação c/d e a disposição dos cabos de protensão; Grupo 2 – Com *Overhang*: onde serão comparados os modelos L05 com o L06 e L07 com o L08, uma vez que as lajes dos modelos L05 e L06 e também as lajes dos modelos L07 e L08 têm como variável entre elas

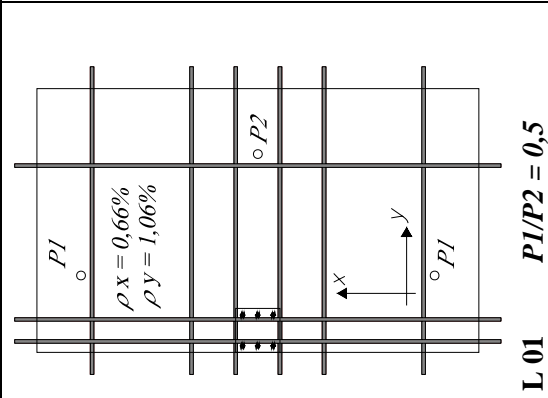
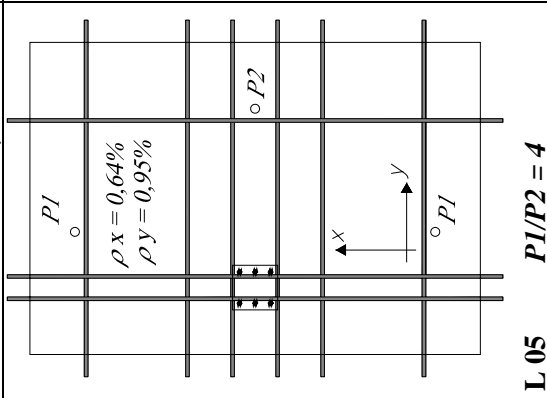
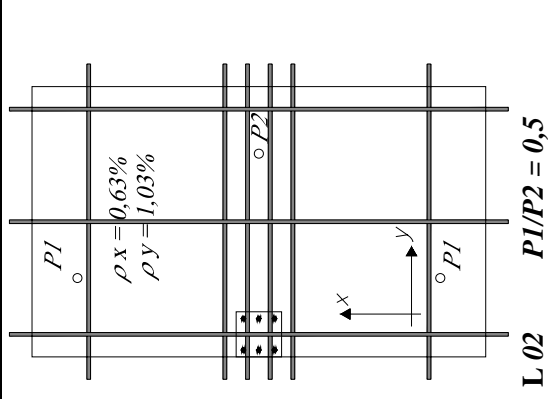
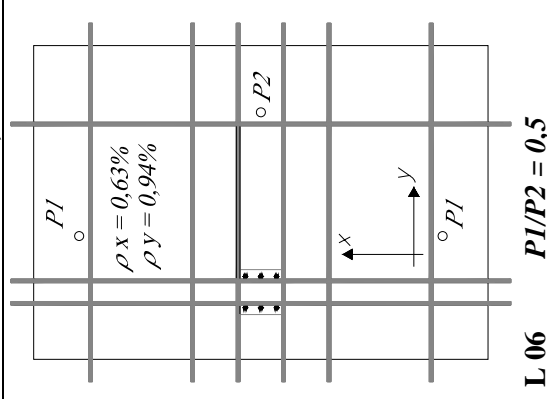
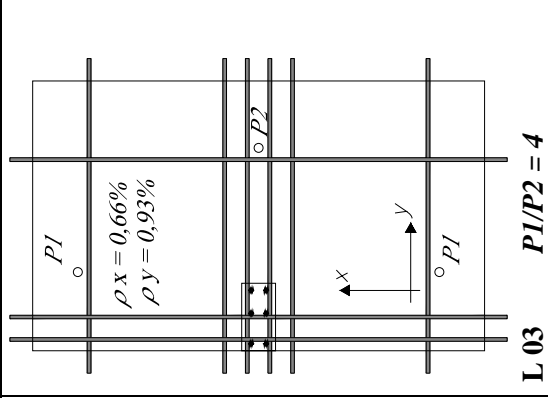
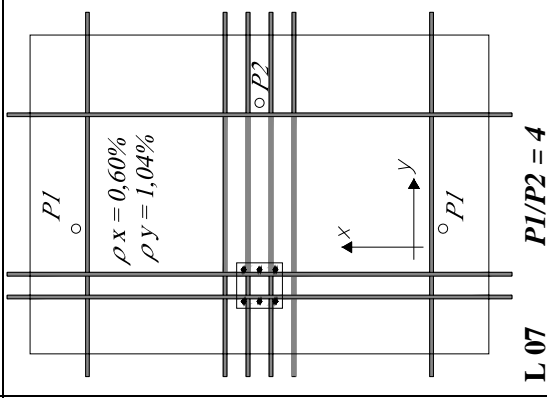
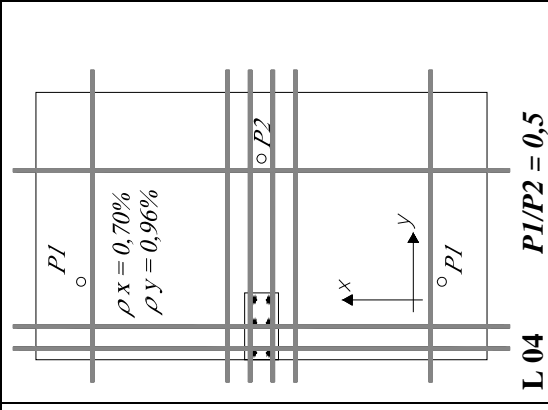
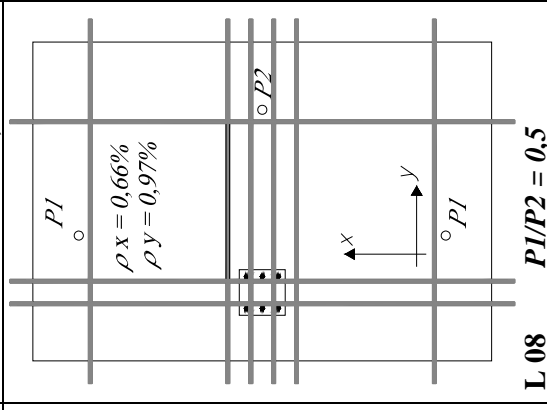
a relação de carregamento P1/P2. Depois de feitas essas comparações ainda neste grupo serão feitas comparações dos modelos L05 com o L07 e L06 com o L08, tendo os modelos como variáveis entre eles a disposição dos cabos de protensão; Grupo 3 – Com e Sem *Overhang*: onde serão comparados os modelos L01 com L06, uma vez que as lajes dos modelos L01 e L06 têm como variável entre elas a ausência e a presença de *overhang* respectivamente. 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	L01 e L02	Relação P1/P2	Disposição dos cabos
	L03 e L04	Disposição dos cabos	Relação P1/P2
	L02 e L04	Relação P1/P2	Disposição dos cabos; Relação c/d.
Grupo 2	L05 e L06	Disposição dos cabos	Relação P1/P2
	L07 e L08	Disposição dos cabos	Relação P1/P2
	L05 e L07	Relação P1/P2	Disposição dos cabos
	L06 e L08	Relação P1/P2	Disposição dos cabos
Grupo 3	L01 e L06	Disposição dos cabos	<i>Overhang</i>

Para uma melhor análise do comportamento de cada modelo a Tabela 5.2 apresenta um resumo das características de cada um dos modelos.

Tabela 5.2 – Resumo das características dos modelos.

 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,66\%$ $\rho_y = 1,06\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 01 PI/P2 = 0,5</p>	 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,64\%$ $\rho_y = 0,95\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 05 PI/P2 = 4</p>
 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,63\%$ $\rho_y = 1,03\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 02 PI/P2 = 0,5</p>	 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,63\%$ $\rho_y = 0,94\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 06 PI/P2 = 0,5</p>
 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,66\%$ $\rho_y = 0,93\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 03 PI/P2 = 4</p>	 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,60\%$ $\rho_y = 1,04\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 07 PI/P2 = 4</p>
 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,70\%$ $\rho_y = 0,96\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 04 PI/P2 = 0,5</p>	 <p>$P1$</p> <p>$\rho_x = 0,66\%$ $\rho_y = 0,97\%$</p> <p>$P2$</p> <p>x y</p> <p>$P1$</p> <p>L 08 PI/P2 = 0,5</p>

5.1 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS

5.1.1 – Análise do Grupo 1 – Sem *Overhang*

5.1.1.1 – Modelos L01 e L02

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos dois modelos que os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram o CP2, CP3 e CP4, que são cabos que passam na linha do pilar na direção perpendicular à borda da ligação. O modelo L01 apresentou maiores acréscimos de tensão nos cabos CP3 e CP4, esses acréscimos são justificados pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. No modelo L02, que possuía a mesma relação de carregamento P1/P2 que o modelo L01, os maiores acréscimos de tensão foram nos cabos CP2, CP3 e CP4 e estes são justificados pelo mesmo motivo do modelo L01. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 0,5% para o modelo L01 e de 1,98% para o modelo L02, e na direção perpendicular foi de 12,55% para o modelo L01 e 5,19% para o Modelo L02. É importante mencionar que nesta análise da variação média da força de protensão para todos os modelos foram considerados apenas os quatro cabos na direção perpendicular com perfil parabólico na linha do pilar. Quanto ao nível de protensão, nota-se que o do modelo L01 foi menor que o do modelo L02.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão o modelo L01 apresentou maiores deformações nos extensômetros E4 e E5, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta da carga P2. No modelo L02 as maiores deformações observadas ocorreram também nos extensômetros E4 e E5, porém, as deformações ocorridas no modelo L02 foram cerca de três vezes menor do que as deformações ocorridas no modelo L01, tendo a média das deformações na ordem de 7,8‰ no modelo L01 e de 2,7‰ no modelo L02. Isso pode ser indício de um comportamento mais dúctil do modelo L01.

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L01 apresentou maior deformação nos extensômetros C3 e C5. A deformação registrada nos extensômetros C3 é resultante da combinação dos carregamentos P1 e P2, uma vez que as cargas P1 e P2 provocam efeitos ortogonais na região do pilar próximo aos extensômetros C3 cuja

resultante determina uma deformação de compressão no mesmo. Os extensômetros C4 e C6 apresentaram deformação de tração em instantes próximos à ruptura. Essa deformação nos extensômetros C4 e C6 é justificada pela combinação das cargas P1 e P2 que resultou num esforço de tração na região desses extensômetros, mas também está associado a este fato o efeito de torção, uma vez que a faixa da laje que passa pelo pilar na direção paralela à borda da ligação está sujeita a rotação pelo efeito de torção. Esse comportamento reforça a ocorrência de esforços de tração nestes extensômetros. O fato dos extensômetros C4 e C6 apresentarem deformações de tração e o extensômetro C5 deformação de compressão demonstra incoerência em seus comportamentos. O modelo L02 apresentou maior deformação nos extensômetros C3 e C6. Essas deformações são justificadas pela combinação dos carregamentos P1 e P2, uma vez que as cargas P1 e P2 provocam efeitos ortogonais na região do pilar próximo ao extensômetro C6, cuja resultante determina uma deformação de compressão no mesmo. Ainda sobre o modelo L02 é importante mencionar que os extensômetros C4 e C5 apresentaram deformações de tração em instantes próximos à ruptura, isso se deve também ao efeito de torção, que embora tenha sido menor no modelo L02, manifestou deformações de tração nesses extensômetros.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X, ambos os modelos apresentaram deflexões semelhantes, na ordem de 4,14 mm no modelo L01 e de 6,35 mm no modelo L02. As deflexões de maior relevância para esta análise se encontram na direção Y, onde se nota que o modelo L01 deslocou menos que o modelo L02 na posição do defletômetro D12, tendo uma deflexão máxima de 12,17 mm no modelo L01 e 15,93 mm no modelo L02, esses deslocamentos são justificados pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Para a relação de carregamento aplicada nestes modelos, essa maior deflexão na direção Y do modelo L02 reforça o indício de que este teve comportamento mais dúctil em relação ao modelo L01.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: o modelo L01 deformou mais para uma carga de ruptura menor, enquanto que o modelo L02 deformou menos para uma carga de ruptura maior, sendo comprovado esse comportamento pelas leituras dos extensômetros das barras de armadura passiva e pelo acréscimo de tensão nos cabos na direção perpendicular à borda da ligação. O modelo L01 teve carga de ruptura $P_u = 126,0$ kN e o modelo L02 teve carga de ruptura $P_u = 136,9$ kN. Sendo o nível de protensão no modelo L01 menor e observado o comportamento das

deformações, isso reforça o indício de que o modelo L01 teve comportamento mais dúctil do que o modelo L02. O padrão de fissuração observado no modelo L01 foi de fissuras na direção perpendicular à borda da ligação, fissuras paralelas à face interna do pilar e fissuras com origem na face e quinas internas do pilar, essas últimas foram em direção à borda da ligação. O modelo L01 ainda apresentou fissuras de torção, essas apareceram inclinadas na face da borda da ligação. As fissuras observadas no modelo L02 seguiram o mesmo padrão de fissuração do modelo L01, porém, os efeitos de torção segundo as fissuras visíveis na face da borda da ligação foram menores no modelo L02. A Figura 5.1 apresenta as fissuras na face da borda da ligação de ambos os modelos.



(a) – Modelo L01



(b) – Modelo L02

Figura 5.1 – Fissuras na face da borda da ligação.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo L01 teve uma ruptura mais anunciada em relação ao modelo L02. O cone de ruptura teve um perímetro mais contido nas duas direções e a linha do perímetro não alcançou a borda da ligação. O modelo L02 teve um cone de ruptura de perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais e a linha do perímetro também não alcançou à borda da ligação, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Nota-se pelo menor nível de protensão, pela deformação da armadura passiva de flexão, pela deflexão da laje na direção Y e pelo tipo de ruptura no modelo L01, que este teve comportamento e ruptura mais dúctil do que o modelo L02.

Pode-se observar que a diferença da disposição dos cabos de protensão entre os dois modelos influenciou de forma mais notável na deformação da armadura passiva, no padrão de fissuração e na carga de ruptura. O modelo L01 que possuía cabos mais espaçados na

direção perpendicular à borda da ligação, devido a essa menor concentração dos cabos de protensão nesta direção em relação ao modelo L02, permitiu que houvesse uma maior deformação nas barras de armadura passiva nessa direção, no entanto, é bom destacar que o menor nível de protensão no modelo L01 também influenciou neste fato. O modelo L02 apresentou maior carga de ruptura, porém, menor deformação nas barras de armadura passiva, isso provavelmente se deve aos cabos na linha do pilar na direção perpendicular à borda da ligação possuírem menor espaçamento em relação ao modelo L01. Por conta disso também pode se atribuir ao modelo L02 uma maior capacidade de carga em relação ao modelo L01.

5.1.1.2 – Modelos L03 e L04

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos dois modelos que o acréscimo de tensão nos cabos teve comportamento distinto em cada um. O modelo L03 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP7, CP8 e CP9, que são os cabos que estão na direção paralela à borda da ligação, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1. O modelo L04 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP2, CP3, CP4 e CP5, que são os cabos que estão na direção perpendicular à borda da ligação, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 10,70% para o modelo L03 e de 3,66% para o modelo L04, e na direção perpendicular foi de 3,35% para o modelo L03 e 5,26% para o Modelo L04. Quanto ao nível de protensão, nota-se que o do modelo L03 foi maior que o do modelo L04.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão ambos os modelos apresentaram pequenas deformações. O modelo L03 apresentou maiores deformações nos extensômetros E7, E9 e E10, com a média das deformações na ordem de 4,5%, essas barras estão na direção paralela à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P1. Ainda sobre o modelo L03 é importante mencionar que o extensômetro E8 registrou um alívio de deformação, esse fato provavelmente ocorreu por conta da fissuração na região próxima ao pilar, que formou fissuras longitudinais na

direção perpendicular à borda da ligação e que ocorreu inicialmente com um carregamento de 177 kN. O modelo L04 também apresentou pequenas deformações, essas na ordem de 2,3‰, tendo as maiores deformações registradas pelos extensômetros E3, E5 e E7, sendo que as barras dos extensômetros E3 e E5 estão na direção perpendicular à borda da ligação e a barra do extensômetro E7 está na direção paralela à borda da ligação. As deformações nos extensômetros E3 e E5 são justificadas pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2, já a deformação no extensômetro E7 se deve à composição do carregamento P1 e P2 que para este modelo gerou uma deformação na direção desta barra, é importante lembrar que este modelo teve acréscimos de tensão consideráveis nos cabos CP8 e CP9, acréscimos esses na margem de 3,56% para o cabo CP8 e 4,07% para o cabo CP9. Também no modelo L04 é importante mencionar que ocorreu um alívio de deformação nos extensômetros E4 e E9, esse alívio também se justifica por fissuração na região desses extensômetros, essas fissuras foram observadas inicialmente com um carregamento de 120,8 kN. A Figura 5.2 mostra o padrão de fissuração do modelo L04.



Figura 5.2 – Padrão de fissuração do modelo L04

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L03 apresentou maiores deformações nos extensômetros C4 e C5, deformações essas justificadas pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1. O modelo L04 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1, C2 e C6, as deformações registradas nos extensômetros C1 e C2 são justificadas pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2, já a deformação registrada no extensômetro C6 é resultante da combinação dos carregamentos P1 e P2, uma vez que as cargas P1 e P2 provocam efeitos ortogonais na região do pilar próximo ao extensômetro C6 cuja resultante determina uma deformação de compressão no mesmo.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X o modelo L03 teve uma maior deflexão que o modelo L04, comportamento esse já esperado e justificado pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1 no modelo L03. Com relação ao grande deslocamento do defletômetro D1 na direção X observado nas leituras do modelo L03, este está relacionado com o desenvolvimento da fissuração entre os defletômetros D1 e D2. Na direção Y, o defletômetro D12 apresentou maior deslocamento no modelo L03 conseqüentemente menor deslocamento no modelo L04. Provavelmente esse maior deslocamento do defletômetro D12 do modelo L03 se deve à menor excentricidade M/V, devido à maior carga estar aplicada em P1, isso fez com que a região posterior da laje do modelo se deslocasse como um corpo rígido, assim, o deslocamento proporcionado pelas cargas P1 associado ao carregamento da carga P2, proporcionou um maior deslocamento no ponto do defletômetro D12 em relação ao modelo L04 que teve a maior carga aplicada em P2. O que implica em uma excentricidade maior do que a do modelo L03, conseqüentemente isso levou a uma maior transferência de momento fletor à ligação laje/pilar. Este fato conduziu a laje do modelo L04 a um deslocamento em forma de corpo rígido menor, o que proporcionou um menor deslocamento no defletômetro D12 do modelo L04.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: o modelo L03 obteve uma maior carga de ruptura em relação ao modelo L04. O modelo L03 teve carga de ruptura $P_u = 255,8$ kN e o modelo L04 teve carga de ruptura $P_u = 183,5$ kN. O padrão de fissuração observado no modelo L03 foi de fissuras na direção perpendicular à borda da ligação, sendo que parte dessas fissuras alcançou a borda frontal do modelo, foram observadas também fissuras na face e quinas internas do pilar, porém, essas foram em direção à borda da ligação. As fissuras observadas no modelo L04 foram fissuras radiais que alcançaram a borda frontal e lateral do modelo, foram observadas ainda fissuras na direção perpendicular à borda da ligação e uma quantidade maior de fissuras oriundas da face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo L03 teve uma ruptura brusca e com som. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais avançada em direção à borda frontal do modelo e a linha do perímetro alcançou à borda da ligação, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1. O modelo L04 teve uma ruptura

bastante anunciada e seu cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais do modelo e a linha do perímetro não alcançou à borda da ligação, sendo a linha do perímetro do cone delimitada nas fissuras oriundas da face e quinas internas do pilar, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e pelo fato de que as fissuras oriundas da face e quinas internas do pilar penalizam a rigidez da ligação laje/pilar. O modelo L03 apresentou características de uma laje de comportamento dúctil, como por exemplo, maior deformação da armadura passiva de flexão, maior deflexão da laje nas duas direções e maior fissuração, porém, o tipo de ruptura brusca observado no ensaio caracterizou o modelo L03 com uma ductilidade bem inferior à do modelo L04, que apresentou uma ruptura com maior aviso.

Pode-se observar ainda que a diferença entre a relação de carregamento P1/P2 empregada em cada modelo influenciou também na sua capacidade de carga e modo de ruptura. O modelo L03 suportou maior carga que o modelo L04 por conta da menor excentricidade do carregamento com as maiores forças aplicadas em P1 isso também influenciou no padrão de fissuração e na forma mais avançada em direção à borda frontal do cone de ruptura. O modelo L04 apresentou maior ductilidade por influência do carregamento aplicado com maior carga em P2 este fato também influenciou no padrão de fissuração e na forma mais aberta do cone de ruptura. Observados os efeitos nas duas direções de ambos os modelos podemos dizer que o comportamento distinto de cada modelo é resultante da variação da relação de carregamento P1/P2.

5.1.1.3 – Modelos L02 e L04

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos dois modelos que os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram o CP2, CP3, CP4 e CP5. O modelo L02 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP2, CP3 e CP4, que são cabos que estão na direção perpendicular à borda da ligação, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. O modelo L04 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP2, CP3, CP4 e CP5, esse acréscimo de tensão também é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 1,98% para o modelo L02 e de 3,66% para o

modelo L04, e na direção perpendicular foi de 5,19% para o modelo L02 e 5,26% para o Modelo L04. Quanto ao nível de protensão, nota-se que o do modelo L02 foi maior que o do modelo L04.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão ambos os modelos apresentaram pequenas deformações. O modelo L02 apresentou maiores deformações nos extensômetros E4 e E5, com a média das deformações na ordem de 2,7%, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P2. O modelo L04 também apresentou pequenas deformações, essas na ordem de 2,3%, tendo as maiores deformações registradas pelos extensômetros E3, E5 e E7, sendo que as barras dos extensômetros E3 e E5 estão na direção perpendicular à borda da ligação e a barra do extensômetro E7 está na direção paralela à borda da ligação, sendo que o motivo da deformação nessas barras já foi justificado anteriormente na comparação dos modelos L04 com o L03. O fato do modelo L02 apresentar maiores deformações que o modelo L04 pode ser indicio de um comportamento mais dúctil do modelo L02.

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L02 apresentou maiores deformações nos extensômetros C3 e C6, essas deformações são resultantes da combinação dos carregamentos P1 e P2, uma vez que as cargas P1 e P2 provocam efeitos ortogonais na região do pilar próximo a estes extensômetros cuja resultante determina uma deformação de compressão nos mesmos. Ainda sobre o modelo L02, é importante mencionar que os extensômetros C4 e C5 sofreram deformações de tração em instantes próximos a ruptura, como já mencionado anteriormente na comparação do modelo L01 com L02, essas deformações de tração se deram por causa do efeito de torção. O modelo L04 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1, C2 e C6, as deformações registradas nos extensômetros C1 e C2 são justificadas pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e a deformação registrada no extensômetro C6 é justificada pelo mesmo motivo do modelo L02. Ainda sobre o modelo L04 nota-se que os extensômetros C4 e C5 tiveram pouquíssima variação na deformação, com a médias das deformações na ordem de 0,28%, não registrando deformação de tração como no modelo L02, esse fato deve à maior relação c/d do modelo L04, uma vez que a deformação de tração relatada anteriormente no modelo L02 se deu por conta do efeito de torção, no modelo L04 houve uma redução desse efeito em relação ao modelo L02 por conta da maior dimensão do pilar, pois a faixa paralela à

borda da ligação onde há a atuação da torção tem maior rigidez nesse modelo em relação ao modelo L02.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X o modelo L02 teve uma maior deflexão que o modelo L04, porém, a diferença entre esses deslocamentos foi pequena, sendo o deslocamento médio entre os defletômetros D10 e D11 na ordem de 6,35 mm no modelo L02 e 7,24 mm no modelo L04. Na direção Y, o defletômetro D12 apresentou maior deslocamento no modelo L02 em relação ao modelo L04, sendo o deslocamento máximo de 15,93 mm no modelo L02 e de 10,40 mm no modelo L04. Para essa relação de carregamento aplicada nestes modelos, essa maior deflexão na direção Y do modelo L02 reforça o indício de que este modelo teve comportamento mais dúctil em relação ao modelo L04.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: o modelo L02 obteve uma menor carga de ruptura em relação ao modelo L04. O modelo L02 teve carga de ruptura $P_u = 136,9$ kN e o modelo L04 teve carga de ruptura $P_u = 183,5$ kN. O padrão de fissuração observado no modelo L02 foram fissuras na direção perpendicular à borda da ligação, fissuras paralelas à face interna do pilar e fissuras com origem na face e quinas internas do pilar, essas últimas foram em direção à borda da ligação. As fissuras observadas no modelo L04 já foram apresentadas na comparação anterior, entre os modelos L03 e L04.

Em especial para a comparação desde dois modelos podemos analisar a influência da relação c/d no padrão de fissuração de ambos. O modelo L04 apresentou fissuras diagonais com origem nas quinas internas do pilar que alcançaram a borda frontal e lateral do modelo, esse tipo de fissura não foi observado no modelo L02, essa diferença no padrão de fissuração se deve à maior relação c/d do modelo L04.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo L02 teve uma ruptura mais anunciada em relação ao modelo L04. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais do modelo e a linha do perímetro não alcançou à borda da ligação, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. O modelo L04 também teve uma ruptura anunciada. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais do modelo, porém, na direção perpendicular à borda da ligação este avançou mais que o modelo L02 e a linha do

perímetro não alcançou a borda da ligação, sendo a linha do perímetro do cone delimitada nas fissuras oriundas da face e quinas internas do pilar, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e pelo fato de que as fissuras oriundas da face e quinas internas do pilar penalizam a rigidez da ligação laje/pilar. Nota-se pela deformação da armadura passiva de flexão, pela deflexão da laje na direção Y e pelo tipo de ruptura no modelo L02, que este teve comportamento e ruptura mais dúctil em relação ao modelo L04.

Pode-se observar que a diferença da disposição dos cabos de protensão entre os dois modelos influenciou de forma mais notável nas deflexões e na carga de ruptura. O modelo L02 que possuía apenas um cabo passando através do pilar na direção paralela à borda da ligação, apresentou por esta razão maior deflexão na direção Y e menor carga de ruptura. O modelo L04 apresentou maior rigidez em relação ao modelo L02 por possuir dois cabos passando através do pilar nessa mesma direção teve por este e isso lhe proporcionou uma maior capacidade de carga.

5.1.2 – Análise do Grupo 2 – Com *Overhang*

5.1.2.1 – Modelos L05 e L06

Como já mencionado no Capítulo 4, o modelo L06 sofreu uma retirada total de cargas no terceiro passo de carga devido à troca da bomba manual para uma bomba elétrica, essa retirada total de carga fez com que na retomada dos passos de carga os defletômetros tivessem um maior deslocamento nos novos passos de carga iniciais. Esse fato não só influenciou no registro das deflexões como também nas leituras dos acréscimos de tensão nos cabos e das deformações da armadura passiva de flexão e do concreto.

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos dois modelos que os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram o CP3, CP4, CP5, CP7, CP8 e CP9. O modelo L05 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP7, CP8 e CP9, que são os cabos que estão na direção paralela à borda da ligação, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1. O modelo L06 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP3, CP4 e CP5, esse acréscimo de tensão é justificado

pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Com relação à queda de tensão observada em todos os cabos do modelo L06, esta está relacionada com a perda da capacidade de carga do modelo em instantes pós ruptura. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 8,16% para o modelo L05 e de 3,98% para o modelo L06, e na direção perpendicular foi de 4,11% para o modelo L05 e 5,11% para o Modelo L06.

Quanto ao nível de protensão, nota-se que o do modelo L05 foi menor que o do modelo L06.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão ambos os modelos apresentaram pequenas deformações. O modelo L05 apresentou maiores deformações nos extensômetros E7, E8, E9 e E10, com a média das deformações na ordem de 2,2‰, essas barras estão na direção paralela à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P1. Ainda sobre o modelo L05 é importante mencionar que ocorreu um alívio de deformações nos extensômetros E4 e E5, esse fato provavelmente ocorreu por conta da fissuração na região próxima ao pilar e que ocorreu inicialmente com um carregamento de 133 kN. O modelo L06 também apresentou pequenas deformações, essas na ordem de 1,3‰, tendo as maiores deformações registradas pelos extensômetros E2, E4 e E5, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P2. Com relação ao declínio de deformação observada nas leituras dos extensômetros das barras do modelo L06, este está relacionado com a perda da capacidade de carga do modelo em instantes pós-ruptura.

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L05 apresentou maiores deformações nos extensômetros C3 e C5, essas deformações são resultantes da combinação dos carregamentos P1 e P2, uma vez que as cargas P1 e P2 provocam efeitos ortogonais na região do pilar próximo a estes extensômetros e a resultante de compressão determina uma deformação de compressão nos mesmos. O modelo L06 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1 e C6, a deformação registrada no extensômetro C1 é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e a deformação registrada no extensômetro C6 é justificada pelo mesmo motivo do modelo L05. Com relação ao declínio de deformação observado nas leituras dos extensômetros do concreto modelo L06,

este está relacionado com a perda da capacidade de carga do modelo em instantes pós-ruptura.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X o modelo L05 teve uma menor deflexão que o modelo L06, sendo o deslocamento médio entre os defletômetros D10 e D11 na ordem de 10,30 mm no modelo L05 e 12,33 mm no modelo L06. Com relação ao grande deslocamento no terceiro passo de carga na direção X observado nas leituras dos defletômetros modelo L06, este está relacionado com a perda da capacidade de carga do modelo em instantes pós-ruptura. Na direção Y, o defletômetro D12 apresentou maior deslocamento no modelo L05 em relação ao modelo L06, sendo o deslocamento máximo de 21,88 mm no modelo L05 e de 13,61 mm no modelo L06. Com relação ao declínio de deformação observado nas leituras dos extensômetros do modelo L06, este está relacionado com a perda da capacidade de carga do modelo em instantes pós-ruptura.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: o modelo L05 obteve uma maior carga de ruptura em relação ao modelo L06. O modelo L05 teve carga de ruptura $P_u = 211,0$ kN e o modelo L06 teve carga de ruptura $P_u = 146,8$ kN. O padrão de fissuração observado no modelo L05 foi uma maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação, essas em menor proporção. O modelo L06 apresentou poucas fissuras na direção perpendicular à borda da ligação e maior fissuração com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo L05 dentre todos os modelos foi o que apresentou ruptura mais brusca, apresentando som e aspersão de poeira. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais avançada em direção à borda frontal do modelo e a linha do perímetro não alcançou o *overhang*, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1 e a presença do *overhang* aumenta a rigidez da ligação laje/pilar e este fato influenciou para que a linha do perímetro do cone não chegasse à borda da ligação. O modelo L06, dentre todos os outros modelos foi o que apresentou ruptura mais dúctil, como mostrado nas leituras registradas nesse modelo houve uma perda da capacidade de carga, onde o modelo alcançou uma carga máxima de 158,2 kN e depois de atingido esse valor ocorreu uma fissuração severa que penalizou a rigidez

da ligação, contudo, sem que houvesse uma total perda da capacidade de carga. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais do modelo e a linha do perímetro não alcançou o *overhang*, porém, essa linha chegou ao encontro das laterais do pilar. O modelo L05 apresentou características de uma laje de comportamento dúctil, como por exemplo, maior deformação da armadura passiva de flexão e maior deflexão da laje na direção Y, no entanto, o tipo de ruptura brusca observado no ensaio caracterizou o modelo L05 com uma ductilidade bem inferior à do modelo L06, que apresentou uma ruptura bastante anunciada.

Pode-se observar que a diferença entre a relação de carregamento P1/P2 empregada em cada modelo influenciou também na sua capacidade de carga e modo de ruptura. O modelo L05 suportou maior carga que o modelo L06 por conta da menor excentricidade do carregamento com as maiores forças aplicadas em P1 isso também influenciou no padrão de fissuração e na forma mais avançada em direção à borda frontal do cone de ruptura. O modelo L06 apresentou maior ductilidade por influência do carregamento aplicado com maior carga em P2 este fato também influenciou no padrão de fissuração e na forma mais aberta do cone de ruptura. Observados os efeitos nas duas direções de ambos os modelos podemos dizer que o comportamento distinto de cada modelo é resultante da variação da relação de carregamento P1/P2.

5.1.2.2 – Modelos L07 e L08

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos dois modelos que os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram o CP2, CP3, CP4, CP5, CP7, CP8 e CP9. O modelo L07 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP7, CP8 e CP9, que são os cabos que estão na direção paralela à borda da ligação, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1. O modelo L08 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP2, CP3, CP4 e CP5, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 1,87% para o modelo L07 e de 2,90% para o modelo L08, e na direção perpendicular foi de 8,79% para o modelo L07 e

4,00% para o Modelo L08. Quanto ao nível de protensão, nota-se que o do modelo L07 foi maior que o do modelo L08.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão ambos os modelos apresentaram pequenas deformações. O modelo L07 apresentou maiores deformações nos extensômetros E6, E7, E8, e E10, com a média das deformações na ordem de 2,5‰, essas barras estão na direção paralela à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P1. O modelo L08 também apresentou pequenas deformações, essas na ordem de 1,7‰, tendo as maiores deformações registradas pelos extensômetros E1, E2, E4 e E5, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P2. É importante mencionar que no extensômetro E4 do modelo L08 ocorreu um alívio de deformações, esse fato provavelmente ocorreu por conta da fissuração na região próxima ao pilar e que ocorreu inicialmente com um carregamento de 71,5 kN.

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L07 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1 e C5. A deformação do extensômetro C1 é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2, já a deformação registrada no extensômetro C5 é resultante da combinação dos carregamentos P1 e P2, uma vez que as cargas P1 e P2 provocam efeitos ortogonais na região do pilar próximo a este extensômetro e a resultante de compressão determina uma deformação de compressão no mesmo. O modelo L08 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1 e C2, essas deformações são justificadas pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Ainda sobre o modelo L08, é importante mencionar que os extensômetros C4 e C6 sofreram deformações de tração em instantes próximos a ruptura, como já mencionado anteriormente na comparação do modelo L01 com L02, essas deformações de tração se deram por causa do efeito de torção.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X o modelo L07 teve uma maior deflexão que o modelo L08, sendo o deslocamento médio entre os defletômetros D10 e D11 na ordem de 9,58 mm no modelo L07 e 4,69 mm no modelo L08. Com relação ao grande deslocamento do defletômetro D1 na direção X observado nas leituras do modelo L07, este está relacionado com o desenvolvimento da fissuração entre os defletômetros D1 e D2. Na direção Y, o defletômetro D12 apresentou maior deslocamento no modelo L07 em relação ao modelo

L08, sendo o deslocamento máximo de 31,04 mm no modelo L05 e de 13,63 mm no modelo L08.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: o modelo L07 obteve uma maior carga de ruptura em relação ao modelo L08. O modelo L07 teve carga de ruptura $P_u = 210,5$ kN e o modelo L08 teve carga de ruptura $P_u = 167,5$ kN. O padrão de fissuração observado no modelo L07 foi uma maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação, essas também em grande proporção. O padrão de fissuração observado no modelo L08 foi de poucas fissuras, apresentando fissuras na direção perpendicular à borda da ligação e fissuração com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo L07 teve uma ruptura brusca. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta nas duas direções do modelo e a linha do perímetro não alcançou à borda da ligação, no entanto, de todos os modelos que possuíam *overhang* o modelo L07 foi o que teve a linha do perímetro do cone mais próxima da borda da ligação. O modelo L08 teve uma ruptura bastante anunciada e seu cone de ruptura teve um perímetro com forma mais avançada em direção à borda frontal do modelo e a linha do perímetro não alcançou à borda da ligação, sendo a linha do perímetro do cone delimitada nas fissuras oriundas da face e quinas internas do pilar, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e pelo fato de que as fissuras oriundas da face e quinas internas do pilar penalizam a rigidez da ligação laje/pilar. O modelo L07 apresentou características de uma laje de comportamento dúctil, como por exemplo, maior deflexão da laje nas duas direções e maior fissuração, porém, o tipo de ruptura brusca observado no ensaio caracterizou o modelo L07 com uma ductilidade inferior à do modelo L08, que apresentou uma ruptura bastante anunciada.

Pode-se observar que a diferença entre a relação de carregamento P1/P2 empregada em cada modelo influenciou na sua capacidade de carga e modo de ruptura. O modelo L07 suportou maior carga que o modelo L08 por conta da menor excentricidade do carregamento com as maiores cargas aplicadas em P1. O padrão de fissuração e o cone de ruptura também foram influenciados pela variação do carregamento.

5.1.2.3 – Modelos L05 e L07

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos dois modelos que os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram o CP7, CP8 e CP9, para ambos os modelos. Tanto o modelo L05 como o modelo L07 apresentaram maior acréscimo de tensão nos cabos que estão na direção paralela à borda da ligação, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 8,16% para o modelo L05 e de 1,87% para o modelo L07, e na direção perpendicular foi de 4,11% para o modelo L05 e 8,79% para o Modelo L07. Quanto ao nível de protensão, nota-se que o do modelo L05 foi muito próximo ao do modelo L07.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão ambos os modelos apresentaram pequenas deformações. O modelo L05 apresentou maiores deformações nos extensômetros E7, E8, E9 e E10, com a média das deformações na ordem de 2,2%, essas barras estão na direção paralela à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P1. O modelo L07 apresentou maiores deformações nos extensômetros E6, E7, E8, E9 e E10, com a média das deformações na ordem de 2,5%, essas barras estão na direção paralela à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação também é provocada por conta do carregamento P1.

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L05 apresentou maiores deformações nos extensômetros C3 e C5, como visto anteriormente essas deformações são causadas pela resultante de compressão das cargas P1 e P2. O modelo L07 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1 e C5. A deformação do extensômetro C1 é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2, já a deformação registrada no extensômetro C5 também é causada pela resultante de compressão das cargas P1 e P2.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X o modelo L05 teve uma deflexão média com valor muito próximo do valor registrado no modelo L07, tendo o deslocamento médio entre os defletômetros D10 e D11 na ordem de 10,04 mm no modelo L05 e 9,58 mm no modelo L07. Na direção Y, o

defletômetro D12 apresentou menor deslocamento no modelo L05 em relação ao modelo L07, sendo o deslocamento máximo de 23,04 mm no modelo L05 e de 31,04 mm no modelo L07.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: os modelos L05 e L07 tiveram praticamente mesma carga de ruptura. O modelo L05 teve carga de ruptura $P_u = 211,0$ kN e o modelo L07 teve carga de ruptura $P_u = 210,5$ kN. O padrão de fissuração observado no modelo L05 foi uma maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação, essas em menor proporção. O padrão de fissuração observado no modelo L07 foi uma maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação, essas também em grande proporção.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo L05 como mencionado antes teve a ruptura mais brusca dentre todas. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais avançada em direção à borda frontal do modelo e a linha do perímetro não alcançou o *overhang*, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1 e a presença do *overhang* aumenta a rigidez da ligação laje/pilar e este fato influenciou para que a linha do perímetro do cone não chegasse à borda da ligação. O modelo L07 também teve uma ruptura brusca, porém, essa em menor proporção em relação ao modelo L05. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta nas duas direções e a linha do perímetro não alcançou a borda da ligação. O modelo L05 apresentou características de uma laje com comportamento dúctil, como por exemplo, maior deformação da armadura passiva de flexão e maior deflexão da laje na direção Y. Ambos os modelos apresentaram ruptura brusca, no entanto, mesmo com o comportamento aparentemente dúctil do modelo L05, a maior intensidade da sua ruptura em relação ao modelo L07 o caracteriza como sendo o modelo menos dúctil dentre os dois.

Pode-se observar que a diferença da disposição dos cabos de protensão entre os dois modelos neste caso não influenciou na capacidade de carga, uma vez que os dois modelos tiveram mesma carga de ruptura. O padrão de fissuração e a forma do cone de ruptura mencionado anteriormente de ambos os modelos foram influenciados pela disposição dos cabos, tendo o modelo L05 uma menor fissuração por conta dos cabos na direção

perpendicular à borda da ligação estarem menos espaçados do que os do modelo L07. Quanto ao cone de ruptura podemos observar que o modelo L05 teve um maior avanço em direção à borda frontal em relação ao modelo L07, e este se deu também por conta do menor espaçamento dos cabos do modelo L05 na direção perpendicular à borda da ligação.

5.1.2.4 – Modelos L06 e L08

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos dois modelos que os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram o CP2, CP3, CP4 e CP5. O modelo L06 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP3, CP4 e CP5, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. O modelo L08 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP2, CP3, CP4 e CP5, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 3,98% para o modelo L06 e de 2,90% para o modelo L08, e na direção perpendicular foi de 5,11% para o modelo L06 e 4,00% para o Modelo L08. Quanto ao nível de protensão, nota-se que o modelo L06 teve um maior nível de protensão que o modelo L08.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão ambos os modelos apresentaram pequenas deformações. O modelo L06 apresentou deformações médias na ordem de 1,3%, tendo as maiores deformações registradas pelos extensômetros E2, E4 e E5, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta do carregamento P2. O modelo L08 apresentou deformações médias na ordem de 1,7%, tendo as maiores deformações registradas pelos extensômetros E1, E2 e E5, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação também é provocada por conta do carregamento P2.

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L06 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1 e C6, a deformação registrada no extensômetro C1 é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e a deformação registrada no extensômetro C6 como visto anteriormente é causada pela resultante de compressão das cargas P1 e P2. O modelo L08 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1 e

C2, essas deformações são justificadas pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X o modelo L06 teve uma menor deflexão que o modelo L08, sendo o deslocamento médio entre os defletômetros D10 e D11 na ordem de 12,33 mm no modelo L06 e 4,69 mm no modelo L08. Na direção Y, os modelos apresentaram deflexões praticamente iguais, sendo o deslocamento máximo de 13,61 mm no modelo L06 e de 13,63 mm no modelo L08.

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: o modelo L06 obteve uma menor carga de ruptura em relação ao modelo L08. O modelo L06 teve carga de ruptura $P_u = 146,8$ kN e o modelo L08 teve carga de ruptura $P_u = 167,5$ kN. O modelo L06 apresentou poucas fissuras na direção perpendicular à borda da ligação e maior fissuração com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação. O padrão de fissuração observado no modelo L08 foi de poucas fissuras, apresentando fissuras na direção perpendicular à borda da ligação e fissuração com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que dentre todos os modelos estes dois em questão foram os que apresentaram ruptura com maior aviso. O modelo L06, apresentou uma ruptura bastante anunciada e é bom lembrar que o modelo L06 alcançou uma carga máxima e sob efeito de uma fissuração severa sofreu perda parcial da capacidade de carga. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais do modelo e a linha do perímetro não alcançou o *overhang*, porém, essa linha chegou ao encontro das laterais do pilar. O modelo L08 também teve uma ruptura bastante anunciada e seu cone de ruptura teve um perímetro com forma mais avançada em direção à borda frontal do modelo e a linha do perímetro não alcançou à borda da ligação. Ambos os modelos apresentaram características de uma laje com comportamento dúctil, mas analisando os tipos de ruptura observados nos ensaio podemos caracterizar o modelo L06 como sendo mais dúctil que o modelo L08.

Pode-se observar que a diferença da disposição dos cabos de protensão empregada em cada modelo influenciou também na sua capacidade de carga e modo de ruptura. O modelo L06

apresentou maior quantidade de fissuras com origem na face e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação em relação ao modelo L08. Também a forma do cone de ruptura em ambos os modelos foi influenciada pela distribuição dos cabos de protensão, tendo no modelo L06 um perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais e no modelo L08 um perímetro com forma mais avançada em direção à borda frontal.

5.1.3 – Análise do Grupo 3 – Com e sem *Overhang*

5.1.3.1 – Modelos L01 e L06

Observou-se na variação da protensão durante o ensaio dos modelos que os cabos que sofreram maior acréscimo de tensão foram o CP2, CP3, CP4 e CP5. O modelo L01 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP3 e CP4, esse acréscimo é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. O modelo L06 apresentou maior acréscimo de tensão nos cabos CP3, CP4 e CP5, esse acréscimo de tensão é justificado pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2. Os cabos de perfil reto CP1 e CP6 apresentaram pouquíssima variação. A variação média da força de protensão na direção paralela à borda da ligação foi de 0,50% para o modelo L01 e de 3,98% para o modelo L06, e na direção perpendicular foi de 12,55% para o modelo L01 e 5,11% para o Modelo L06. Quanto ao nível de protensão, nota-se que o modelo L01 teve um menor nível de protensão que o modelo L06.

Com relação à deformação da armadura passiva de flexão o modelo L01 apresentou maiores deformações nos extensômetros E4 e E5, tendo a média das deformações na ordem de 7,8%, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação é provocada por conta das cargas P2. O modelo L06 também apresentou pequenas deformações, essas na ordem de 1,3%, tendo as maiores deformações registradas pelos extensômetros E2, E4 e E5, essas barras estão na direção perpendicular à borda da ligação, ou seja, no sentido em que a deformação também é provocada por conta do carregamento P2.

Quanto às deformações no concreto, observou-se que o modelo L01 apresentou maior deformação nos extensômetros C4 e C5, sendo que o extensômetro C4 apresentou

deformação de tração que como mencionado anteriormente esta está associada ao esforço de torção. A deformação registrada no extensômetro C5 como visto anteriormente é causada pela resultante de compressão das cargas P1 e P2. Os extensômetros C2, C3 e C5, sofreram uma descompressão brusca próximo do instante de ruptura, enquanto que o extensômetro C4 sofreu um aumento brusco de tração. O modelo L06 apresentou maiores deformações nos extensômetros C1 e C6, e a deformação registrada no extensômetro C6 como visto anteriormente é causada pela resultante de compressão das cargas P1 e P2.

Observando as leituras de deslocamentos verticais durante o ensaio, nota-se que para a direção X o modelo L01 teve uma menor deflexão que o modelo L06, sendo o deslocamento médio entre os defletômetros D10 e D11 na ordem de 4,81 mm no modelo L01 e 12,33 mm no modelo L06. Na direção Y, o defletômetro D12 apresentou menor deslocamento no modelo L01 em relação ao modelo L06, sendo o deslocamento máximo de 12,47 mm no modelo L01 e de 13,61 mm no modelo L06

Quanto às cargas de ruptura e padrão de fissuração dos modelos em questão, podemos dizer que: o modelo L01 deformou mais para uma carga de ruptura menor, enquanto que o modelo L06 deformou menos para uma carga de ruptura maior, sendo comprovado esse comportamento pelas leituras dos extensômetros das barras de armadura passiva e o acréscimo de tensão nos cabos na direção perpendicular à borda da ligação. O modelo L01 teve carga de ruptura $P_u = 126,0$ kN e o modelo L06 teve carga de ruptura $P_u = 146,8$ kN. Sendo o nível de protensão no modelo L01 menor e observado o comportamento das deformações, isso reforça o indício de que o modelo L01 teve comportamento mais dúctil do que o modelo L02. O padrão de fissuração observado no modelo L01 foi de fissuras na direção perpendicular à borda da ligação, fissuras paralelas à face interna do pilar e fissuras com origem na face e quinas internas do pilar, porém, essas foram em direção à borda da ligação, o modelo L01 ainda apresentou fissuras de torção, essas apareceram inclinadas na face da borda da ligação. As fissuras observadas no modelo L06 seguiram o mesmo padrão de fissuração do modelo L01, porém, os efeitos de torção segundo as fissuras visíveis na face da borda da ligação foram menores no modelo L06. A Figura 5.1 apresenta as fissuras na face da borda da ligação de ambos os modelos.

Quanto à ruptura, pode-se dizer que o modelo L01 teve uma ruptura menos anunciada em relação ao modelo L06. O cone de ruptura teve um perímetro mais contido nas duas direções e a linha do perímetro não alcançou a borda da ligação.

Nota-se pelo menor nível de protensão, pela deformação da armadura passiva de flexão, pela deflexão da laje na direção Y e pelo tipo de ruptura no modelo L01, que este teve comportamento e ruptura mais dúctil do que o modelo L06. Como já mostrado anteriormente o modelo L06 apresentou ruptura mais dúctil. O cone de ruptura teve um perímetro com forma mais aberta em direção às bordas laterais do modelo e a linha do perímetro não alcançou o *overhang*, no entanto, chegou ao encontro das laterais do pilar.

Pode-se observar que a diferença da entre os dois modelos em questão a ausência e presença do *overhang* respectivamente que: a presença do *overhang* aumenta a rigidez da ligação, diminui o efeito de torção, distribui de forma mais uniforme o esforços de compressão na região inferior da ligação e influencia no padrão de fissuração e na forma do cone de ruptura.

5.2 – COMPARAÇÕES DAS TENSÕES ÚLTIMAS SOLICITANTES COM AS TENSÕES RESISTENTES ESTIMADAS PELAS NORMAS

Neste item é feita a comparação entre as tensões últimas de cisalhamento do 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.

A seguir a Tabela 5.3 mostra um resumo dos principais parâmetros de cálculo da carga última à punção.

Tabela 5.3 – Parâmetros analisados nos modelos.

Modelo	$P_{0 \parallel}$ (kN)	$P_{0 \perp}$ (kN)	V_u (kN)	$M_u^{(1)}$ (kN.m)	$M_u^{(2)}$ (kN.m)
L01	119,3	112,9	126,0	60,10	53,30
L02	128,5	122,4	136,9	71,87	57,91
L03	125,2	121,0	255,8	66,76	28,39
L04	123,7	111,7	183,5	87,31	59,74
L05	137,2	112,0	211,0	65,62	44,52
L06	137,4	126,3	146,8	77,07	69,39
L07	133,7	121,4	210,5	65,47	44,41
L08	127,3	120,0	167,5	87,94	71,19

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

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

V_u : carga última de ensaio;

⁽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 mencionar que os momentos apresentados pela Tabela 5.3 são em relação ao eixo paralelo à borda da ligação que passa pelo centro do pilar. É válido lembrar que o valor da carga última V_u apresentado leva em consideração o peso dos equipamentos utilizados nos ensaios e o peso próprio da laje de cada modelo.

As relações M/V empregadas são apresentadas pela Tabela 5.4. Essas relações mantiveram-se aproximadamente constantes durante todo o ensaio. Como o apresentado na Tabela 5.4, o 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 5.4 – Relações M/V empregadas no cálculo das normas.

Modelo	Relação P1/P2	M/V (NBR e EC2)	M/V (ACI)
L01	0,5	0,477	0,423
L02	0,5	0,525	0,423
L03	4,0	0,261	0,111
L04	0,5	0,475	0,325
L05	4,0	0,311	0,211
L06	0,5	0,525	0,472
L07	4,0	0,311	0,211
L08	0,5	0,525	0,425

Por se tratar de um trabalho experimental, foi adotado um coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,0$ para o cálculo das tensões resistentes em todas as normas analisadas. No caso particular do EUROCODE 2:2001, no segundo termo da Equação (2.44) o coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,5$ estava implícito. Adotando-se o valor de $\gamma_c = 1,0$, a equação assume o formato:

$$v_{Rd,c} = 0,18 \cdot K (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \quad (5.1)$$

Serão apresentadas da Tabela 5.5 à Tabela 5.8 e da Figura 5.3 à Figura 5.6 comparações entre as estimativas das normas apresentadas (NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001) e os resultados de cargas e tensões últimas obtidas experimentalmente no ensaios. A comparação com o ACI 318M-02 será feita de duas formas distintas, na primeira serão consideradas as restrições quanto à resistência a compressão do concreto (f'_c : resistência do concreto) e também quanto à eficácia da protensão. Na segunda comparação serão desconsideradas as duas restrições mencionadas e adotaremos para esta análise a nomenclatura ACI* 318M-02.

Tabela 5.5 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.

Modelo	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u /V _d	τ_{Rd1} (MPa)	$\tau_{sd,ef}$ (MPa)	$\tau_{sd,ef} / \tau_{Rd1}$
L01	0,5	17,54	32,30	35,07	57,00	70,15	129,40	1,84	1,10	2,78	2,52
L02	0,5	16,03	34,45	32,06	63,70	64,13	140,40	2,19	1,08	3,24	2,99
L03	4,0	51,05	111,75	12,76	28,00	114,86	259,30	2,26	1,09	2,98	2,73
L04	0,5	17,86	46,10	35,73	87,00	71,45	187,00	2,62	1,12	3,67	3,29
L05	4,0	40,20	92,00	10,05	22,70	90,45	214,50	2,37	1,07	3,24	3,04
L06	0,5	15,67	41,00	31,34	60,50	62,67	150,30	2,40	1,06	3,47	3,28
L07	n4,0	37,24	91,85	9,31	22,50	83,80	214,00	2,55	1,14	3,75	3,30
L08	0,5	15,62	42,20	31,23	78,80	62,46	171,00	2,74	1,12	4,23	3,76

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;

τ_{Rd1} : tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

$\tau_{sd,ef}$: tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva.

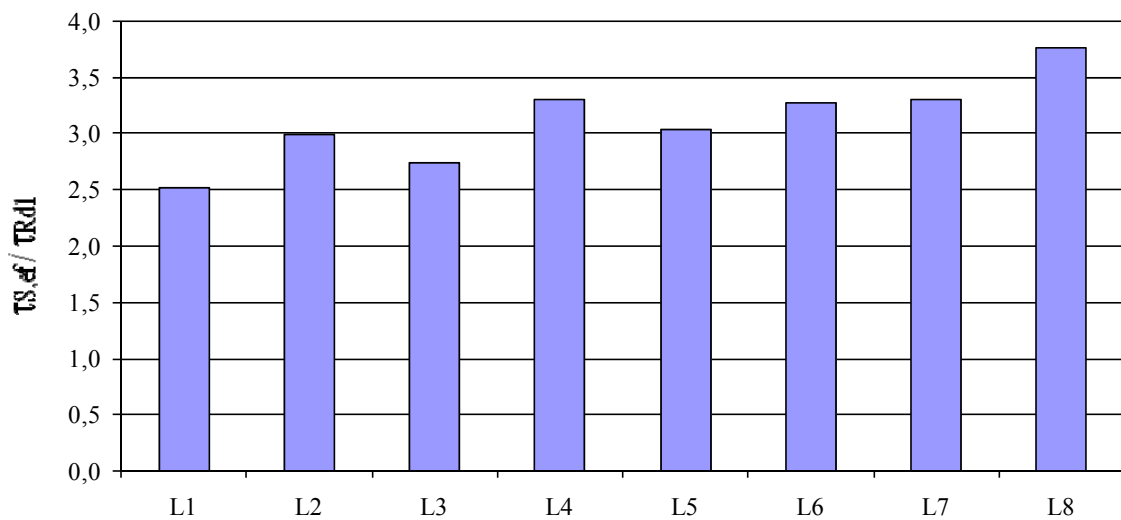


Figura 5.3 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{sd,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd1} , pela NBR 6118:2003 para todos os modelos.

Tabela 5.6 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI 318M-02 para todos os modelos

Modelo	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u /V _d	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L01	0,5	13,78	32,30	27,56	57,00	55,11	129,40	2,35	4,39	1,97	2,22
L02	0,5	13,17	34,45	26,34	63,70	52,68	140,40	2,67	4,80	1,97	2,43
L03	4,0	42,25	111,75	10,56	28,00	95,05	259,30	2,73	4,71	1,97	2,39
L04	0,5	16,04	46,10	32,09	87,00	64,18	187,00	2,91	5,14	1,97	2,61
L05	4,0	31,65	92,00	7,91	22,70	71,21	214,50	3,01	5,25	1,97	2,66
L06	0,5	13,25	41,00	26,49	60,50	52,98	150,30	2,84	5,07	1,97	2,57
L07	4,0	28,66	91,85	7,16	22,50	64,47	214,00	3,32	5,81	1,97	2,95
L08	0,5	12,59	42,20	25,17	78,80	50,35	171,00	3,40	6,01	1,97	3,05

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.

v_n: tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

v_u: tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.

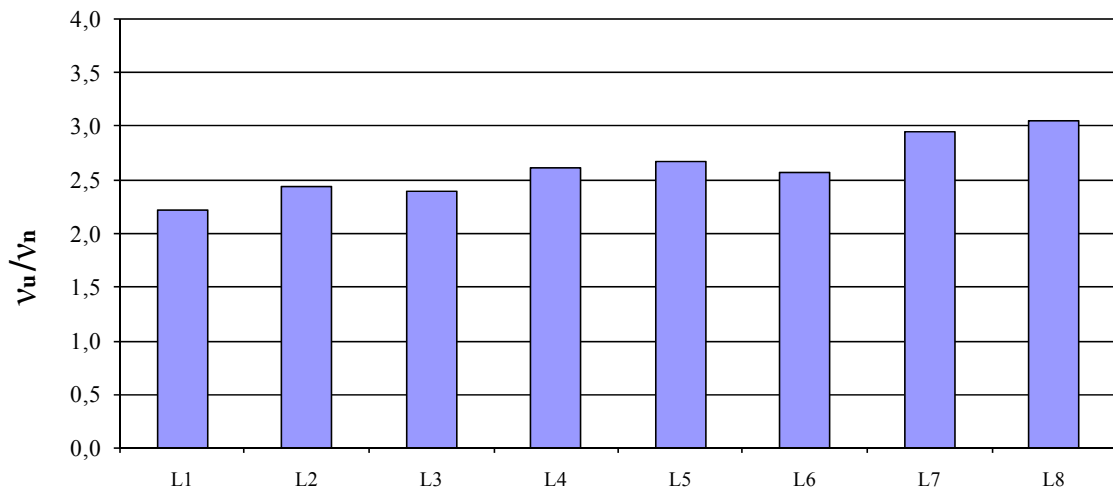


Figura 5.4 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_n , pelo ACI 318M – 02 para todos os modelos.

Tabela 5.7 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI* 318M-02 para todos os modelos.

Modelo	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u /V _d	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L01	0,5	25,36	32,30	50,72	57,00	101,44	129,40	1,28	4,39	3,63	1,21
L02	0,5	30,82	34,45	61,64	63,70	123,28	140,40	1,14	4,80	4,61	1,04
L03	4,0	76,21	111,75	19,05	28,00	171,47	259,30	1,51	4,71	3,56	1,32
L04	0,5	28,41	46,10	56,82	87,00	113,64	187,00	1,65	5,14	3,49	1,47
L05	4,0	60,78	92,00	15,19	22,70	136,75	214,50	1,57	5,25	3,79	1,39
L06	0,5	25,84	41,00	51,69	60,50	103,38	150,30	1,45	5,07	3,85	1,32
L07	4,0	69,15	91,85	17,29	22,50	155,58	214,00	1,38	5,81	4,76	1,22
L08	0,5	30,40	42,20	60,80	78,80	121,59	171,00	1,41	6,01	4,76	1,26

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.

v_n: tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

v_u: tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.

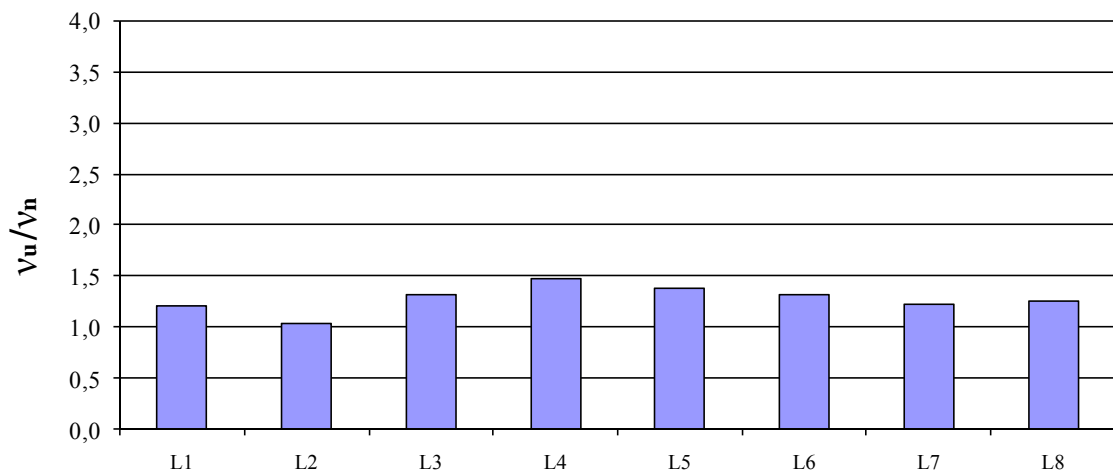


Figura 5.5 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n, pelo ACI* 318M – 02 para todos os modelos.

Tabela 5.8 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EUROCODE 2:2001 para todos os modelos.

Modelo	P1/P2	P1 _{Est} (kN)	P1 _u (kN)	P2 _{Est} (kN)	P2 _u (kN)	V _d (kN)	V _u (kN)	V _u /V _d	V _E (MPa)	V _{Rc} (MPa)	V _E /V _{Rc}
L01	0,5	26,36	32,30	52,73	57,00	105,46	129,40	1,23	3,56	2,37	1,50
L02	0,5	26,53	34,45	53,06	63,70	106,13	140,40	1,32	4,03	2,44	1,65
L03	4,0	71,84	111,75	17,96	28,00	161,64	259,30	1,60	4,01	2,45	1,64
L04	0,5	28,17	46,10	56,34	87,00	112,68	187,00	1,66	4,42	2,42	1,82
L05	4,0	57,50	92,00	14,37	22,70	129,37	214,50	1,66	4,46	2,31	1,93
L06	0,5	25,56	41,00	51,12	60,50	102,24	150,30	1,47	4,30	2,34	1,84
L07	4,0	52,49	91,85	13,12	22,50	118,09	214,00	1,81	5,04	2,40	2,10
L08	0,5	24,33	42,20	48,66	78,80	97,31	171,00	1,76	5,21	2,37	2,20

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.

V_{Rc}: tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

V_E: tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.

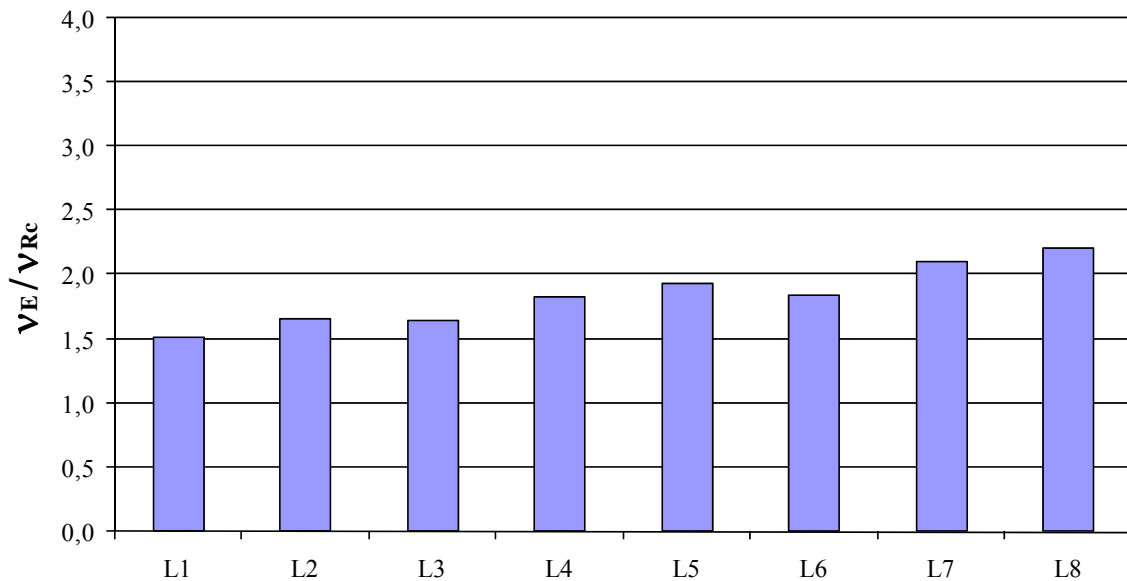


Figura 5.6 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_E, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_{Rc}, pelo EUROCODE 2 : 2001 para todos os modelos.

O fato do modelo L04 ter tido uma maior relação τ_u/τ_{sd} em relação ao modelo L03 está relacionado com a maior excentricidade de carregamento do modelo L04, mostrando que todas as normas em questão não operam bem quando há uma maior transferência de momentos na ligação laje/pilar. Este fato também pode ser observado nos modelos L07 e L08, tendo apenas exceção entre os modelos L05 e L06, onde o modelo L06 apresenta relação τ_u/τ_{sd} menor que o modelo L05. Exceção essa possivelmente justificada pela perda parcial da capacidade de carga do modelo L06 durante o ensaio, devido à troca de bomba hidráulica. Apenas o gráfico da NBR 6118:2003 mostra relação τ_u/τ_{sd} maior para o modelo L06 em comparação ao modelo L05 devido à redução de momento considerado no cálculo da norma brasileira para a tensão atuante τ_{sd} .

Nos modelos L07 e L08 podemos observar que a relação τ_u/τ_{sd} é maior em comparação com os demais modelos para as normas analisadas, com exceção do ACI* 318M-02. Isto se deve porque ao se adotar a Equação 2.22 no cálculo pelo ACI* 318M-02 que leva em conta a influência da protensão, foram desconsideradas as restrições impostas pelo ACI 318M-02 para esta formulação, ao passo que as formulações da NBR 6118:2003 e EUROCODE 2:2001 já levam em consideração a influência da protensão e foram calculados respeitando-se os limites impostos por estas normas (sendo que a NBR 6118:2003 leva em consideração apenas a parcela vertical da protensão, τ_{pd}). A não consideração das restrições impostas pelo ACI 318M-02 permitiu que as tensões resistentes nos modelos L07 e L08 se elevassem, reduzindo a relação v_u/v_n em relação aos demais modelos por conta do maior valor da parcela de compressão no plano f_{pc} , que nestes modelos conta com quatro cabos na direção perpendicular. Para as demais normas, inclusive para o ACI 318M-02, esta relação não se manteve, implicando em relações v_u/v_n maiores para os modelos L07 e L08. Essa diferença entre tensões em relação ao modelo L01 justifica-se pela influência do *overhang* e disposição dos cabos de protensão, uma vez que os cabos na direção perpendicular à borda da ligação dos modelos L07 e L08 possuíam menor espaçamento. Em relação ao modelo L02 a diferença está apenas na influência do *overhang*. Para os modelos L05 e L06 essa diferença se justifica apenas pela disposição dos cabos de protensão.

Observa-se também que os modelos com *overhang* tiveram suas cargas últimas influenciadas pela presença destes, sendo estas cargas maiores em relação aos modelos sem *overhang* e com mesma relação c/d. Isso mostra que não deve ser desconsiderada a contribuição do *overhang* na previsão da carga última da ligação laje/pilar, como todas as normas preconizam.

Serão apresentados da Figura 5.7 à Figura 5.14, gráficos que mostram em todas as lajes dos modelos o desempenho das normas analisadas neste trabalho.

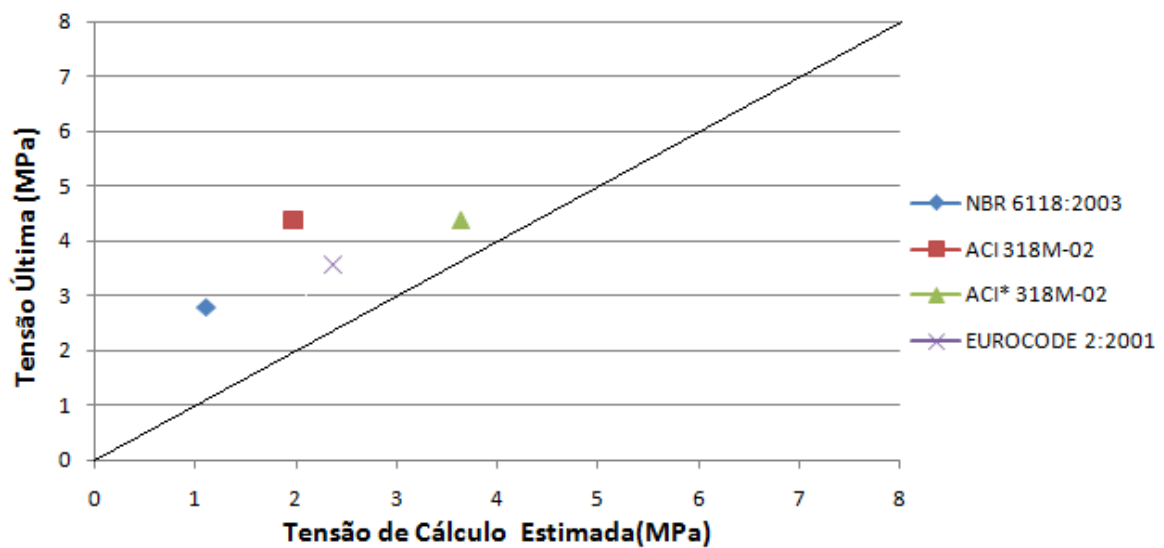


Figura 5.7 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L01 em todas as normas.

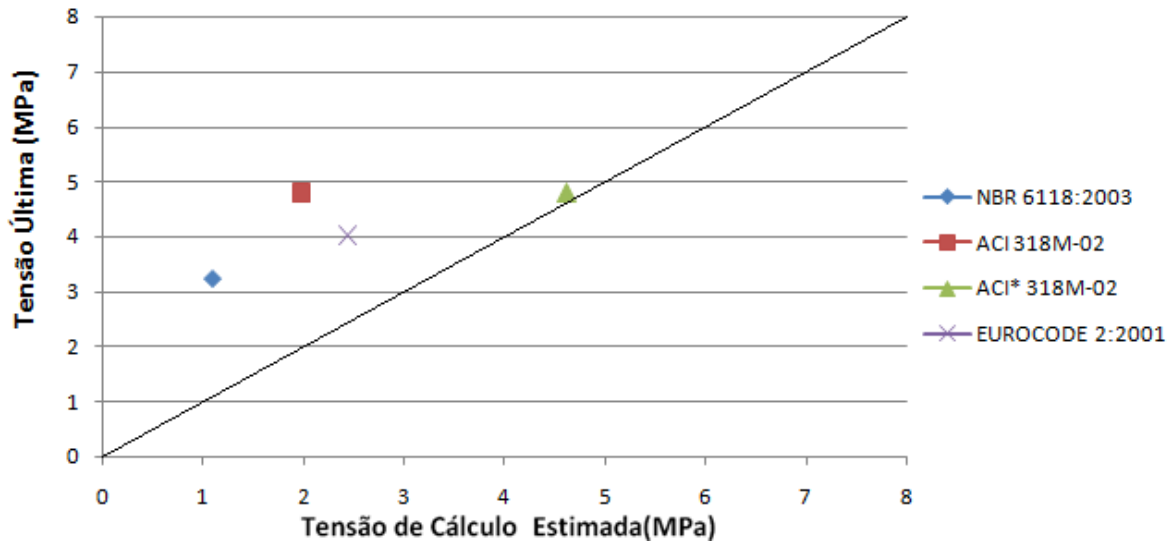


Figura 5.8 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L02 em todas as normas.

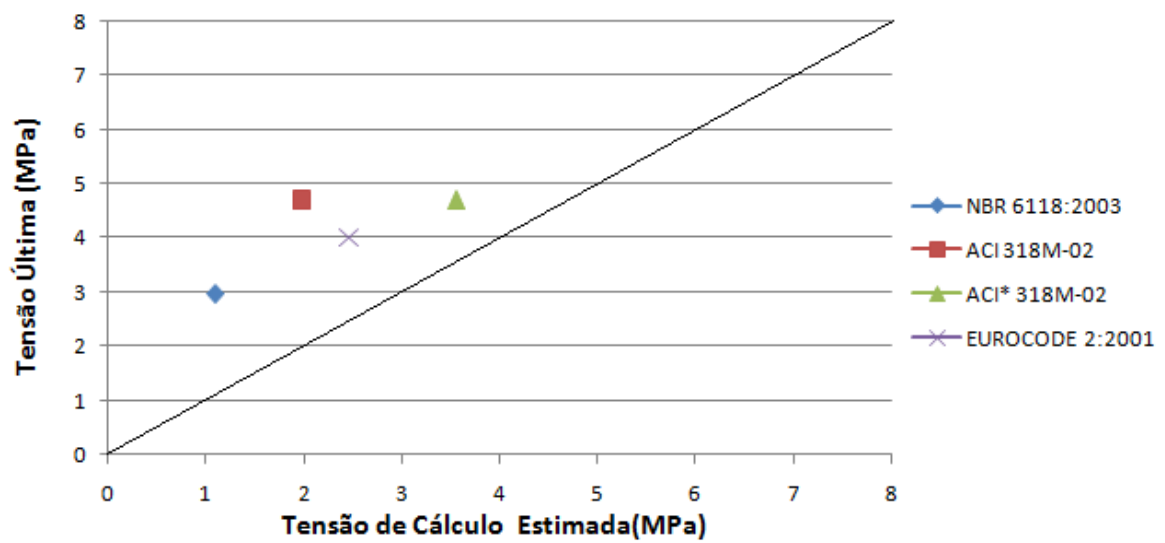


Figura 5.9 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L03 em todas as normas.

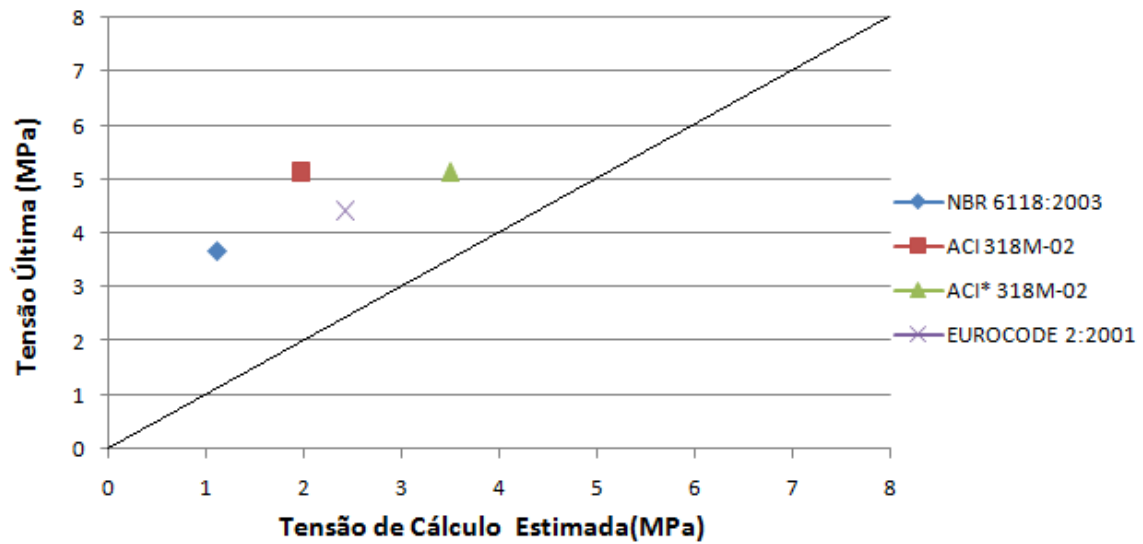


Figura 5.10 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L04 em todas as normas.

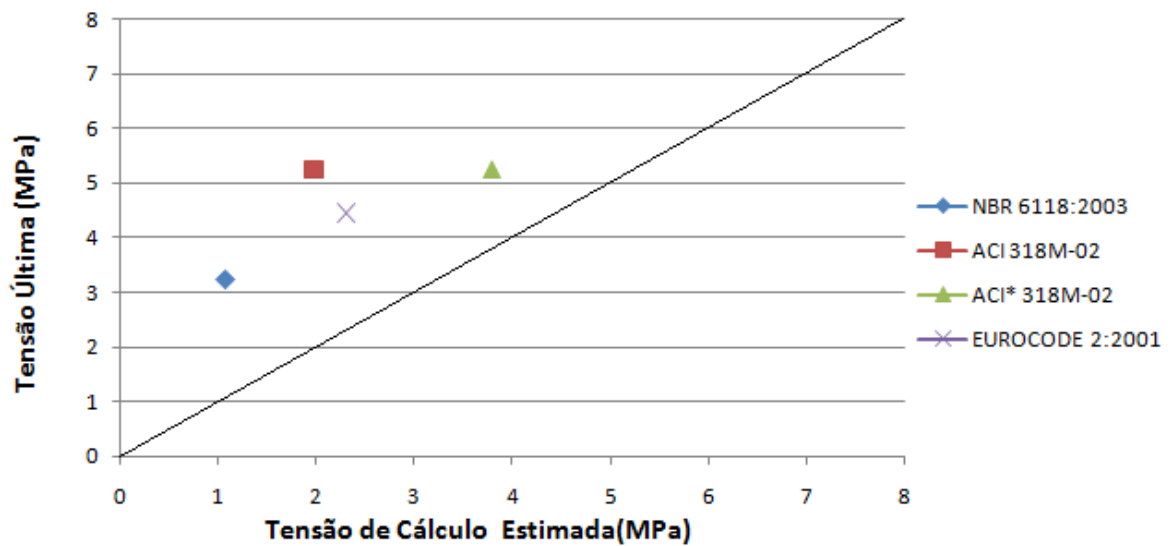


Figura 5.11 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L05 em todas as normas.

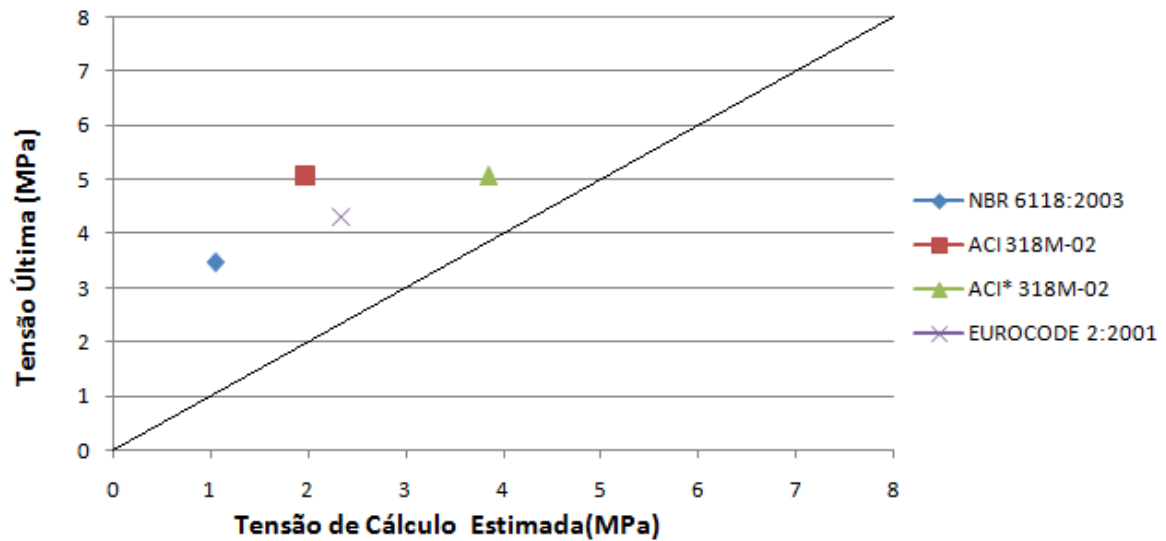


Figura 5.12 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L06 em todas as normas.

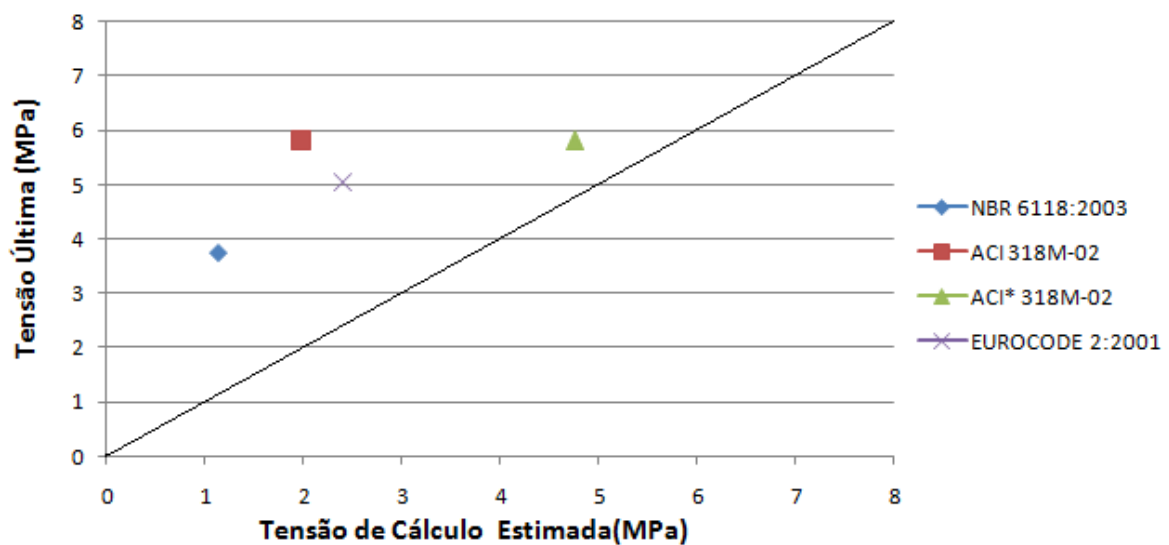


Figura 5.13 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L07 em todas as normas.

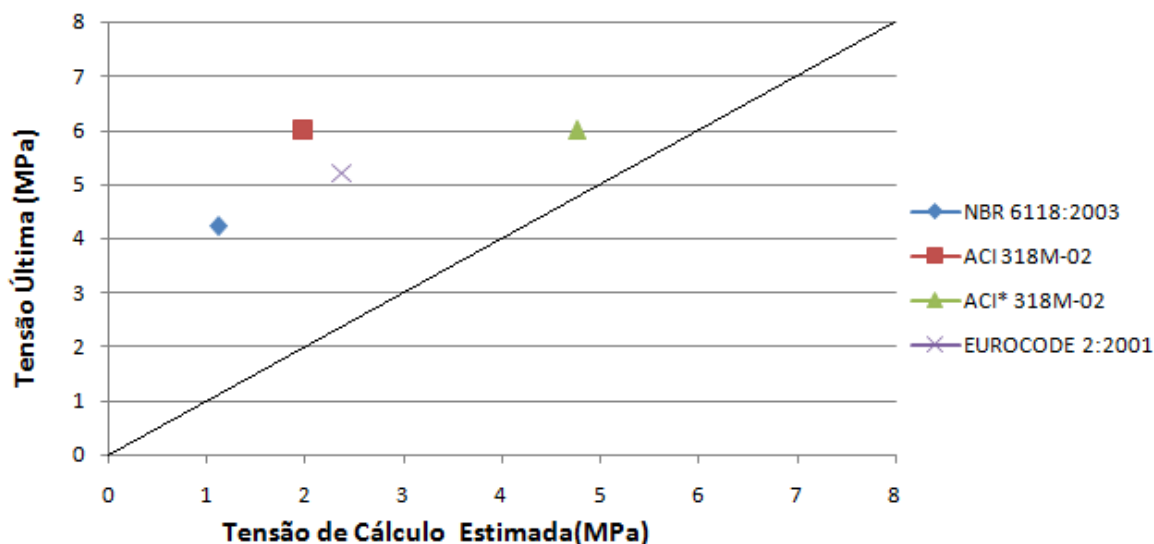


Figura 5.14 – Tensão última solicitante versus tensão de cálculo estimada para o modelo L08 em todas as normas.

Observa-se que o ACI* 318M-02 apresentou menor conservadorismo em suas estimativas em relação às demais normas. Em contrapartida a norma em vigor ACI 318M-02 apresentou-se conservadora em relação ao ACI* 318M-02 e o EUROCODE 2:2001. A NBR 6118:2003 e o ACI 318M-02 tiveram desempenhos próximos um do outro, sendo o ACI 318M-02 um pouco menos conservador e a NBR 6118:2003 a mais conservadora dentre todas as normas analisadas.

Serão apresentados na Figura 5.15 à Figura 5.16, gráficos que mostram a relação M_u/V_u , de todas as lajes dos modelos. Como já mencionado anteriormente, o ACI 318M-02 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 eixo do pilar. Por esta razão foi adotada a nomenclatura de M_{u1} como momento último calculado em relação ao eixo do pilar e M_{u2} como momento último calculado em relação à face interna do pilar.

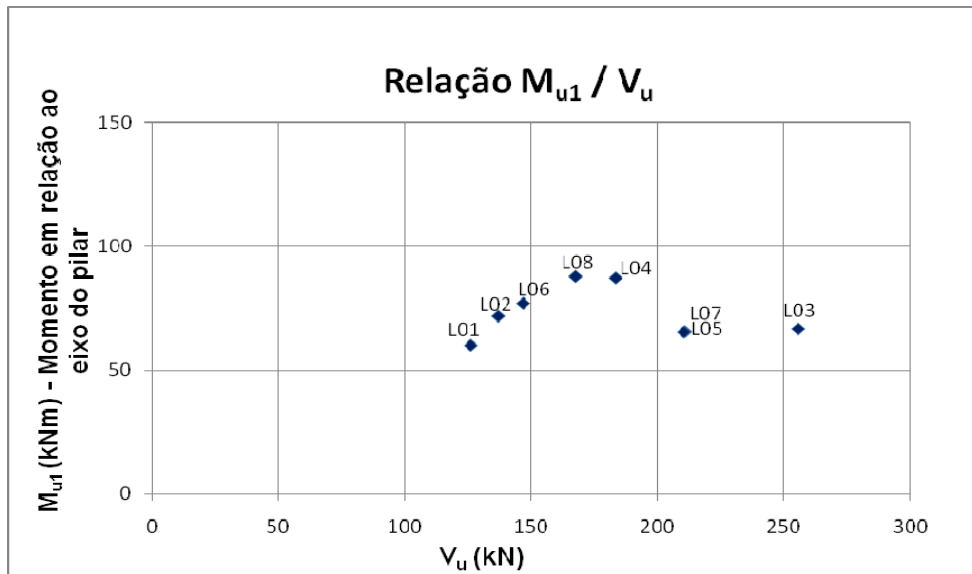


Figura 5.15 – Carga última, V_u , versus momento último M_{u1} , para todos os modelos.

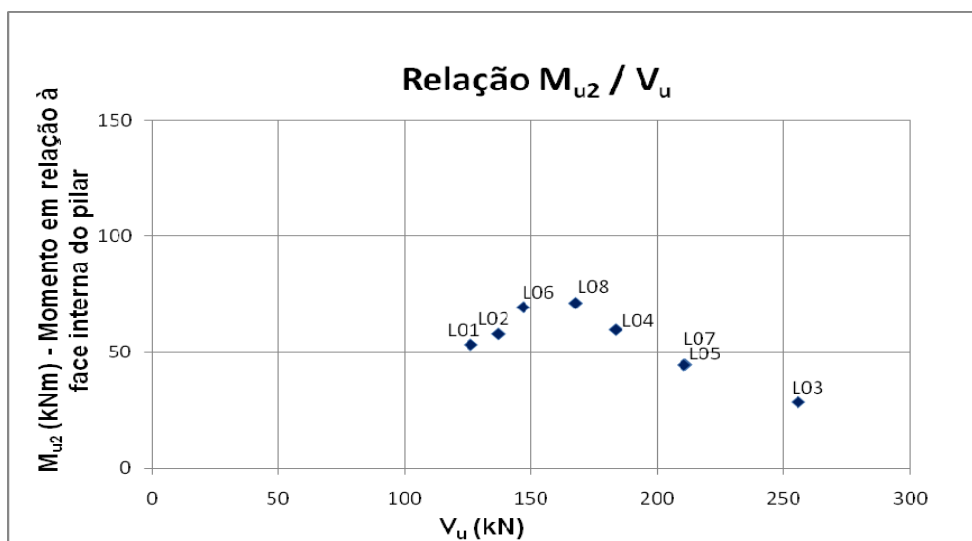


Figura 5.16 – Carga última, V_u , versus momento último M_{u2} , para todos os modelos.

Com base nos relatos de ensaio e nos dados e análises apresentadas neste capítulo podemos finalmente estabelecer o modo de ruptura para cada um dos modelos ensaiados. Para a caracterização do tipo de ruptura de cada modelo foi observada a formação do cone de ruptura, padrão de fissuração, deformação da armadura passiva de flexão e carga de ruptura, além da observação e testemunho no instante da ruptura. Dos modelos L02 e L04, mesmo tendo diferente disposição dos cabos de protensão quando comparados aos demais modelos, se pode dizer que apresentaram comportamentos semelhantes; embora tenham

mostrado certa ductilidade, sua ruptura foi caracterizada como sendo por punção. Os modelos L03, L05 e L07 também se comportaram de forma semelhante entre si obtendo rupturas bruscas que foram caracterizadas também como punção. Já os modelos L01, L06 e L08 foram os que se comportaram de forma mais dúctil dentre todos os modelos e apresentaram rupturas bastante anunciadas que foram caracterizadas como sendo por punção-dúctil. A Tabela 5.9 mostra a relação M/V, a carga de ruptura e o modo de ruptura de cada modelo.

Tabela 5.9 - Relação M/V, cargas e modos de ruptura de todos os modelos ⁽¹⁾.

Modelo	M_{u1} / V_u	Carga de Ruptura (kN)	Modo de Ruptura
L01	0,477	126,0	Punção-Dúctil
L02	0,525	136,9	Punção
L03	0,261	255,8	Punção
L04	0,475	183,8	Punção
L05	0,311	211,0	Punção
L06	0,525	146,8	Punção- Dúctil
L07	0,311	210,5	Punção
L08	0,525	167,5	Punção- Dúctil

⁽¹⁾: Nesta tabela são apresentados apenas os valores de M_{u1} / V_u com momentos calculados em relação ao eixo do pilar.

6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões relativas aos resultados experimentais deste trabalho obtidos e analisados em capítulos anteriores a este. Ensaios estes realizados em oito lajes lisas protendidas com cabos não aderentes apoiadas em pilares de borda.

As lajes dos modelos ensaiados tiveram variadas a disposição dos cabos de protensão, a relação de carregamento P1/P2 e em algumas delas a relação c/d. Todas as lajes foram comparadas quanto à variação da força de protensão durante o ensaio, deformação da armadura passiva de flexão, deformação do concreto, deslocamentos verticais, padrão de fissuração, carga e modo de ruptura. Foram também comparadas as cargas e tensões últimas obtidas nos ensaios com as estimativas estabelecidas pela NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001.

6.2 – CONCLUSÕES

6.2.1 – Comportamento das lajes dos modelos

6.2.1.1 - Variação da força de protensão durante o ensaio

O menor nível de protensão (traduzido nos ensaios em maior espaçamento entre os cabos) contribuiu para uma maior deformação da armadura passiva e um formato mais aberto dos cones de ruptura em direção às bordas laterais.

O acréscimo de tensão nos cabos está diretamente associado ao tipo de carregamento aplicado. Modelos que tiveram relação de carregamento $P1/P2 = 0,5$ apresentaram maior acréscimo de tensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação na linha do pilar, enquanto que os que tiveram relação de carregamento $P1/P2 = 4$ apresentaram maior acréscimo de tensão nos cabos paralelos à borda da ligação na linha do pilar.

6.2.1.2 - Deformação da armadura passiva e do concreto

A deformação na armadura passiva de flexão sofreu forte influência do tipo de carregamento aplicado. Nos modelos com relação de carregamento $P1/P2 = 0,5$, tiveram maior deformação os extensômetros posicionados nas barras na direção perpendicular à borda da ligação, na maioria dos casos: E2, E3, E4 e E5. Já os modelos com relação de carregamento $P1/P2 = 4$, tiveram maior deformação nos extensômetros posicionados na direção paralela à borda da ligação, na maioria dos casos: E7, E8, E9 e E10.

Quanto às deformações sofridas pelo concreto, estas sofreram influência da disposição dos cabos de protensão, do tipo de carregamento aplicado e da presença do *overhang*.

6.2.1.3 - Deslocamentos verticais

Os modelos com relação de carregamento $P1/P2 = 4$ apresentaram maiores deslocamentos verticais em ambas as direções, isso se deve por conta do deslocamento como corpo rígido da laje do modelo devido à sua menor excentricidade de carregamento.

Houve uma redução nos deslocamentos na direção perpendicular à borda da ligação dos modelos com menor espaçamento entre os cabos nessa direção.

6.2.1.4 - Carga última e modos de ruptura

O menor espaçamento dos cabos concentrados na linha de pilar na direção perpendicular à borda da ligação contribuiu para uma maior capacidade de carga dos modelos submetidos à relação de carregamento $P1/P2 = 0,5$.

As fissuras com origem nas faces e quinas internas do pilar em direção à borda da ligação sob um ângulo aproximado entre 30° e 40° penalizam a rigidez da ligação e limitam o avanço do cone de ruptura em direção à borda da ligação.

O maior valor da relação c/d nos modelos L03 e L04 influenciou na capacidade de carga destes, aumentando-a em relação a todos os outros.

Os modelos L03, L05 e L07, que são os modelos com relação de carregamento $P1/P2 = 4$, tiveram ruptura por punção bem caracterizada e isso mostra que este tipo de carregamento tem grande propensão a este tipo de ruptura, sendo isto confirmado pelo comportamento das lajes e pela ruptura sem aviso desses três modelos.

Os modelos submetidos à relação de carregamento $P1/P2 = 4$ e com menor espaçamento entre os cabos na linha do pilar na direção perpendicular à borda da ligação tiveram formação de cone bem caracterizado com desligamento da superfície do cone, chegando a deixar aparente a armadura passiva de flexão no modelo L03. A Figura 6.1 mostra a exposição da armadura passiva de flexão e o desligamento do cone após a ruptura na laje do modelo L03.



Figura 6.1 – Superfície da laje do modelo após a ruptura.

6.2.1.5 - Overhang

Pode-se observar sobre a diferença entre os modelos, em relação à existência ou não de *overhang*, respectivamente que: a presença do *overhang* aumenta a rigidez da ligação, proporciona melhor desenvolvimento das tensões devido à força de protensão, diminui o efeito da torção, distribui de forma mais uniforme os esforços de compressão na região inferior da ligação e influencia no padrão de fissuração e na forma do cone de ruptura.

6.2.1.6 - Comparação entre as estimativas das normas e os resultados experimentais

A NBR 6118:2003 apresentou-se mais conservadora em relação a todas as normas avaliadas, apresentando média entre as tensões atuantes e resistentes igual a 3,11, com desvio padrão de 0,38. Em parte esse conservadorismo é devido à adoção apenas da parcela vertical da protensão na formulação. A redução do momento atuante que a norma brasileira faz em seu procedimento de cálculo e reduz seu conservadorismo não foi suficiente para aproximá-la dos resultados experimentais ou conferir-lhe melhor desempenho que outras normas.

O ACI 318M-02 por ter na sua formulação limitações para resistência característica do concreto e para a eficácia da protensão em pilares de borda com distância à borda inferior a $4d$ se mostrou bastante conservador, apresentando média entre as tensões atuantes e resistentes igual a 2,56, com desvio padrão de 0,26, mas ainda menos conservador que a NBR 6118:2003. Na segunda comparação normativa com base na formulação apresentada pelo *American Concrete Institute* foram desconsideradas as duas restrições mencionadas anteriormente e o ACI* 318M-02, como foi chamado, passou a ter o menor conservadorismo em relação às outras normas para todos os modelos apresentando média entre as tensões atuantes e resistentes igual a 1,29, com desvio padrão de 0,14.

Porém, como a norma americana em vigor não permite a desconsideração das restrições analisadas, a norma que apresentou melhor desempenho foi o EUROCODE 2:2001, com média de 1,18 e desvio padrão de 0,24. O melhor desempenho apresentado por essa norma

em grande parte se deve à melhor avaliação e formulação em relação às tensões provocadas pela protensão.

Verificou-se nos ensaios que a concentração dos cabos de protensão na direção perpendicular à borda da ligação na linha de pilar proporcionou maior carga de ruptura, o que não é bem avaliado pelas normas em vigor, fazendo com que a relação τ_u/τ_{Sd} aumentasse para modelos com essa distribuição de cabos. Para as normas avaliadas este fato tem exceção no ACI* 318M-02, que apresentou relações menores de τ_u/τ_{Sd} para essa mesma disposição de cabos.

6.2.1.7 - Sistema de ensaio

O sistema de ensaio se mostrou eficiente com as novas restrições superior e inferior no pilar cumprindo sua função e garantindo estabilidade e indeslocabilidade das extremidades do pilar. O defletômetro D15 destinado à monitoração dos deslocamentos da extremidade superior do pilar durante o ensaio apresentou leitura média de 0,69 mm, este resultado confirma o bom desempenho das restrições empregadas no sistema de ensaio.

O sistema hidráulico empregado na aplicação das cargas apresentou bom desempenho na medida em que se desenvolviam os passos de carga. Mantendo regularidade nos valores de carga entre as duas cargas P1 e na relação de carregamento P1/P2.

O sistema de aquisição de dados Spider 8/ CATMAN 4.5 se mostrou satisfatório quanto às leituras de extensômetros e células de carga nas etapas de protensão, re-protensão e durante o ensaio.

6.3 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Avaliação da relação c/d variando os valores dessa relação em ensaios em ligações laje/pilar de borda. E também variar a relação c/d em ligação laje/pilar de borda com presença de *overhang*.

Instrumentar as barras de armadura passiva de flexão em mais de um ponto ao longo da mesma.

Instrumentar a ligação laje/pilar de borda de forma a quantificar e analisar esforços de torção.

Ensaiai modelos semelhantes aos deste trabalho com o emprego de armadura de cisalhamento.

Ensaiai modelos com pilares de borda com momentos aplicados simultaneamente nas direções paralela e perpendicular à borda da ligação destes.

Realizar estudo da ligação laje/pilar de borda pelo Método dos Elementos Finitos para fazer uma análise numérica/experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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

FOUTCH, 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.; SHARIFFI, 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.

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

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.

PONTES, H.G. **Ensaio adicionais em lajes lisas protendidas com pilares de borda à punção.** Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Julho, 2005.

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.

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.

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

Da Tabela A.1 à A.8 serão apresentadas as planilhas geradas pelo sistema de aquisição de dados CATMAN 5.4/Spider 8, com a evolução 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 L01.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L01									
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15:42:47	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16:42:47	149,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	100,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	150,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	99,4	149,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	99,4	78,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	99,3	149,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	99,3	114,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	99,3	113,4	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	99,3	113,5	87,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01:42:47	99,3	113,4	150,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
02:42:47	99,3	113,4	124,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
03:42:47	99,3	113,3	122,9	149,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
04:42:47	99,3	113,3	122,9	90,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
05:42:47	99,3	113,3	122,8	149,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
06:42:47	99,2	113,3	122,6	115,4	149,2	0,0	0,0	0,0	0,0
07:42:47	99,2	113,2	122,6	115,5	80,8	0,0	0,0	0,0	0,0
08:42:47	99,2	113,2	122,6	115,4	152,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:42:47	99,2	113,2	122,6	115,5	116,4	0,0	0,0	0,0	0,0
10:42:47	99,2	113,3	122,5	115,5	150,2	0,0	0,0	0,0	0,0
11:42:47	99,2	113,3	122,5	115,5	77,7	0,0	0,0	0,0	0,0
12:42:47	99,2	113,3	122,5	115,5	149,4	0,0	0,0	0,0	0,0
13:42:47	99,2	113,3	122,5	115,4	113,6	0,0	0,0	0,0	0,0
14:42:47	99,3	113,4	122,5	115,5	112,1	148,9	0,0	0,0	0,0
15:42:47	99,3	113,4	122,5	115,5	112,0	93,3	0,0	0,0	0,0
16:42:47	99,3	113,4	122,5	115,5	111,9	148,7	0,0	0,0	0,0
17:42:47	99,3	113,4	122,5	115,5	111,9	117,8	0,0	0,0	0,0
18:42:47	99,2	113,2	122,0	115,2	112,2	116,2	148,3	0,0	0,0
19:42:47	99,2	113,3	122,1	115,3	111,9	116,1	80,3	0,0	0,0
20:42:47	99,2	113,2	122,0	115,2	112,2	116,1	148,5	0,0	0,0
21:42:47	99,2	113,2	122,1	115,3	112,1	116,1	125,1	0,0	0,0
22:42:47	98,6	113,0	121,7	115,0	112,7	116,0	121,5	147,9	0,0
23:42:47	98,8	113,1	121,8	115,0	112,3	115,9	121,7	100,6	0,0
00:42:47	98,6	113,0	121,6	115,0	112,6	115,8	121,3	148,2	0,0
01:42:47	98,7	113,0	121,7	115,0	112,4	115,8	121,6	116,5	0,0

Tabela A.2 – Etapas de protensão e re-protensão – Modelo L02.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L02									
10:14:03	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:21:27	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:22:57	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:24:10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:24:20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:32:07	148,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:32:52	87,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:33:54	149,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:35:52	123,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:43:46	151,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:45:33	88,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:47:01	152,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:47:10	126,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:54:05	121,6	124,1	149,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:55:27	121,6	124,3	84,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:56:43	121,6	124,0	149,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:58:23	121,6	124,1	123,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:06:44	121,4	123,6	121,6	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:07:46	121,4	123,7	121,9	92,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:09:28	121,4	123,6	121,6	149,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:10:11	121,4	123,6	121,6	126,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:18:24	121,5	123,6	121,7	125,3	151,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:21:07	121,4	123,6	121,7	125,2	85,4	0,0	0,0	0,0	0,0
11:23:35	121,5	123,6	121,7	125,2	150,1	0,0	0,0	0,0	0,0
11:24:04	121,5	123,6	121,7	125,2	120,8	0,0	0,0	0,0	0,0
11:35:09	121,6	123,6	121,8	125,1	119,6	146,3	0,0	0,0	0,0
11:35:58	121,6	123,5	121,8	125,1	119,5	107,0	0,0	0,0	0,0
11:37:22	121,6	123,6	121,8	125,1	119,5	147,6	0,0	0,0	0,0
11:38:05	121,6	123,5	121,8	125,1	119,5	129,3	0,0	0,0	0,0
11:52:30	121,5	123,7	121,8	125,2	119,2	128,1	146,2	0,0	0,0
12:35:50	121,5	123,7	121,8	125,2	119,2	128,1	146,2	0,0	0,0
12:35:59	121,5	123,7	121,8	125,2	119,2	128,1	146,2	0,0	0,0
12:45:36	121,5	123,7	121,9	124,9	119,3	128,4	146,3	0,0	0,0
12:46:22	121,5	123,6	121,8	125,0	119,3	128,2	146,3	0,0	0,0
12:47:28	121,4	123,6	121,9	124,9	119,3	128,4	146,3	0,0	0,0
12:48:59	121,4	123,6	121,9	124,9	119,3	128,3	146,3	0,0	0,0

Tabela A.3 – Etapas de protensão e re-protensão – Modelo L03.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L03										
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
09:17:32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
09:19:56	143,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:20:57	87,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:21:34	143,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:22:36	110,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:35:03	149,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:35:35	109,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:36:12	149,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:37:14	124,6	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:44:50	109,2	122,4	144,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:45:54	109,2	122,7	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:46:31	109,2	122,3	146,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:47:30	109,2	122,5	118,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:55:20	109,2	121,9	116,0	147,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:56:11	109,2	122,0	116,0	92,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:56:43	109,2	121,9	115,9	148,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:57:01	109,2	122,0	116,0	124,9	1,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:06:50	109,2	121,6	115,5	122,5	147,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:07:50	109,2	121,6	115,5	122,7	96,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:08:44	109,2	121,6	115,5	122,4	147,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:09:42	109,2	121,6	115,4	122,5	128,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:18:53	109,2	121,6	115,4	122,5	146,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:19:59	109,2	121,6	115,4	122,5	98,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:20:45	109,2	121,6	115,4	122,5	146,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:20:55	109,2	121,6	115,4	122,5	121,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
10:32:52	109,2	121,6	115,4	122,6	120,3	151,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:34:24	109,2	121,6	115,4	122,6	120,3	104,3	0,0	0,0	0,0	0,0
10:35:15	109,2	121,6	115,4	122,6	120,3	151,3	0,0	0,0	0,0	0,0
10:36:35	109,2	121,6	115,4	122,6	120,3	121,5	0,2	0,0	0,0	0,0
10:45:49	109,1	121,6	115,1	122,2	120,3	120,9	151,2	0,0	0,0	0,0
10:47:01	109,1	121,6	115,1	122,3	120,3	120,5	118,7	0,0	0,0	0,0
10:47:56	109,1	121,6	115,1	122,2	120,3	120,7	151,2	0,0	0,0	0,0
10:48:25	109,1	121,6	115,1	122,2	120,3	120,3	132,8	0,1	0,0	0,0
10:56:18	108,6	121,5	114,9	121,9	120,2	120,9	130,8	144,9	0,0	0,0
10:57:31	108,7	121,5	114,9	122,0	120,2	119,9	130,8	108,6	0,0	0,0
10:58:12	108,6	121,5	114,9	121,9	120,1	120,1	130,7	145,6	0,0	0,0
10:58:22	108,6	121,5	114,9	122,0	120,1	120,1	130,8	124,8	0,0	0,0

Tabela A.4 – Etapas de protensão e re-protensão – Modelo L04.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L04									
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14:02:44	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14:15:31	151,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:16:10	92,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:16:39	152,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:16:50	117,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:24:18	116,4	150,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:25:28	116,3	86,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:26:06	116,3	149,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:27:49	116,3	111,7	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:34:26	116,2	109,1	148,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:35:07	116,2	109,4	89,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:35:48	116,2	109,0	149,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:36:01	116,2	109,2	119,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:46:00	116,2	108,7	112,0	148,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:46:43	116,2	108,8	112,2	86,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:47:28	116,2	108,7	112,0	149,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:47:39	116,2	108,8	112,1	117,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
14:57:49	116,1	108,4	111,6	110,7	151,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:58:00	116,1	108,5	111,6	110,8	117,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:03:35	116,1	108,5	111,6	110,8	116,2	0,0	0,0	0,0	0,0
15:04:14	116,1	108,4	111,6	110,8	116,2	0,0	0,0	0,0	0,0
15:04:57	116,1	108,4	111,6	110,8	116,2	148,2	0,0	0,0	0,0
15:05:08	116,1	108,4	111,6	110,8	116,2	90,8	0,0	0,0	0,0
15:10:45	116,1	108,5	111,7	110,8	116,2	147,3	0,0	0,0	0,0
15:11:37	116,1	108,5	111,6	110,8	116,2	117,1	150,4	0,0	0,0
15:13:24	116,1	108,5	111,6	110,8	116,2	116,5	109,0	0,0	0,0
15:13:42	116,1	108,5	111,6	110,8	116,2	116,5	151,6	0,0	0,0
15:20:24	116,0	108,4	111,6	110,5	116,7	116,5	126,7	0,0	0,0
15:21:33	116,0	108,4	111,6	110,6	116,5	116,5	126,1	151,2	0,0
15:22:17	116,0	108,4	111,6	110,5	116,7	116,7	126,1	115,3	0,0
15:22:36	116,0	108,4	111,5	110,5	116,6	116,6	126,1	151,6	0,0
15:28:52	115,7	108,2	111,4	110,2	117,1	116,7	126,1	132,5	0,0
15:29:32	115,8	108,2	111,4	110,3	117,0	116,7	126,0	129,9	147,9
15:30:23	115,7	108,2	111,3	110,3	117,0	116,8	126,0	130,0	107,1
15:31:12	115,7	108,2	111,2	110,3	116,7	116,7	126,0	129,9	148,9
15:31:26	115,7	108,2	111,2	110,2	116,9	116,7	126,0	129,9	115,3

Tabela A.5 – Etapas de protensão e re-protensão – Modelo L05.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L05										
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
09:54:43	0									0
10:07:46	148,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:08:24	91,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:09:36	148,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:09:54	125,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:23:26	122,2	150,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:24:19	122,2	91,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:25:14	122,2	151,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:37:08	122,1	118,0	150,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:37:51	122,1	118,2	94,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:38:44	122,1	118,0	151,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:38:55	122,1	118,0	123,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:47:13	122,1	117,8	121,6	148,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:48:14	122,1	117,8	121,8	66,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:49:37	122,1	117,7	121,6	151,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:49:56	122,1	117,8	121,7	97,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:01:07	122,1	117,7	121,4	86,0	147,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:02:58	122,1	117,7	121,4	86,1	94,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:03:45	122,1	117,7	121,4	85,9	147,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:04:32	122,1	117,7	121,4	86,0	123,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:12:02	122,1	117,7	121,3	85,9	123,4	149,4	0,0	0,0	0,0	0,0
11:12:56	122,1	117,7	121,3	85,9	123,4	101,3	0,0	0,0	0,0	0,0
11:13:47	122,1	117,7	121,3	85,9	123,4	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:13:56	122,1	117,7	121,3	85,9	123,4	130,6	0,0	0,0	0,0	0,0
11:21:46	122,1	117,7	121,3	85,9	123,5	128,3	149,7	0,0	0,0	0,0
11:22:09	122,1	117,7	121,3	85,9	123,5	128,3	115,6	0,0	0,0	0,0
11:22:42	122,1	117,7	121,3	85,9	123,5	128,3	149,0	0,0	0,0	0,0
11:25:02	122,1	117,7	121,3	85,9	123,5	128,1	138,1	0,0	0,0	0,0
11:34:36	122,1	117,6	121,2	85,7	123,9	127,6	137,3	147,6	0,0	0,0
11:35:46	122,1	117,6	121,2	85,7	123,8	127,5	137,2	116,1	0,0	0,0
11:36:22	122,1	117,6	121,2	85,7	123,9	127,5	137,2	149,8	0,0	0,0
11:36:44	122,1	117,6	121,2	85,7	123,9	127,5	137,2	140,0	0,0	0,0
11:43:30	122,1	117,4	121,2	85,5	124,2	127,4	137,1	138,6	146,8	0,0
11:43:53	122,1	117,5	121,2	85,5	124,1	127,3	137,0	138,7	113,8	0,0
11:44:58	122,1	117,4	121,1	85,5	124,2	127,3	137,0	138,6	145,9	0,0
11:45:10	122,1	117,4	121,1	85,5	124,2	127,3	137,0	138,6	135,9	0,0

Tabela A.6 – Etapas de protensão e re-protensão – Modelo L06.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L06											
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15:42:47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16:42:47	151,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	101,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	151,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	134,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	133,1	148,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	133,1	93,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	133,1	148,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	133,1	128,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	132,9	127,7	150,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01:42:47	132,9	127,8	93,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
02:42:47	132,9	127,7	151,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
03:42:47	132,9	127,7	127,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
04:42:47	132,8	127,5	124,7	151,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
05:42:47	132,8	127,5	124,9	90,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
06:42:47	132,8	127,5	124,7	151,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
07:42:47	132,8	127,5	124,7	123,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
08:42:47	132,8	127,4	124,4	122,2	148,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:42:47	132,8	127,4	124,4	122,3	98,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:42:47	132,8	127,4	124,4	122,1	150,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:42:47	132,8	127,4	124,4	122,2	131,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12:42:47	132,7	127,4	124,4	122,2	130,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13:42:47	132,8	127,4	124,4	122,2	131,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:42:47	132,7	127,4	124,4	122,2	146,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:42:47	132,7	127,4	124,4	122,2	123,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:42:47	132,7	127,4	124,3	122,2	122,3	147,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	132,7	127,4	124,3	122,2	131,0	112,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	132,8	127,4	124,3	122,2	131,0	148,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	132,7	127,4	124,3	122,2	131,0	137,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	132,8	127,4	124,4	122,1	131,3	136,2	152,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	132,8	127,4	124,4	122,1	131,2	136,1	115,5	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	132,8	127,4	124,4	122,1	131,3	136,1	152,6	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	132,8	127,4	124,4	122,1	131,2	136,1	137,2	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	132,8	127,3	124,5	121,9	131,5	136,1	135,3	151,6	0,0	0,0	0,0
01:42:47	132,7	127,4	124,5	121,9	131,4	136,1	135,4	118,6	0,0	0,0	0,0
02:42:47	132,8	127,3	124,5	121,9	131,5	136,1	135,3	152,7	0,0	0,0	0,0
03:42:47	132,7	127,3	124,5	121,9	131,5	136,1	135,3	140,7	0,0	0,0	0,0

Tabela A.7 – Etapas de protensão e re-protensão – Modelo L07.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L07										
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15:42:47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16:42:47	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	149,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	102,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	150,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	131,7	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	130,7	148,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	130,7	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	130,7	148,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	130,7	121,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01:42:47	130,6	119,9	150,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
02:42:47	130,6	120,1	99,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
03:42:47	130,6	119,8	150,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
04:42:47	130,6	119,9	129,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
05:42:47	130,5	119,4	149,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
06:42:47	130,5	119,5	87,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
07:42:47	130,5	119,4	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
08:42:47	130,5	119,5	114,4	2,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:42:47	130,5	119,2	149,1	111,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:42:47	130,5	119,2	104,2	111,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11:42:47	130,5	119,1	149,1	111,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12:42:47	130,5	119,1	130,9	111,2	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13:42:47	130,5	119,1	147,5	110,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14:42:47	130,5	119,1	100,1	110,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15:42:47	130,4	119,2	147,3	110,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16:42:47	130,5	119,1	129,4	110,8	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17:42:47	130,4	119,2	128,2	110,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18:42:47	130,4	119,2	110,8	110,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19:42:47	130,4	119,2	151,5	110,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20:42:47	130,4	119,2	133,8	110,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21:42:47	130,5	119,0	149,5	110,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22:42:47	130,5	119,1	118,0	110,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23:42:47	130,5	119,0	149,9	110,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
00:42:47	130,5	119,1	138,3	110,5	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
01:42:47	130,6	118,9	136,6	110,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
02:42:47	130,6	118,9	144,9	110,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
03:42:47	130,6	118,9	144,6	110,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
04:42:47	130,6	118,9	132,4	110,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela A.8 – Etapas de protensão e re-protensão – Modelo L08.

PROTENSÃO NOS CABOS DO MODELO L08										
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
09:36:12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
09:39:34	148,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:40:36	98,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:41:15	150,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:41:30	118,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:50:00	117,6	148,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:50:34	117,6	105,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:51:19	117,5	149,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
09:51:35	117,5	126,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:00:04	117,5	124,5	145,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:00:51	117,5	124,8	96,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:01:39	117,5	124,5	146,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:02:24	117,4	124,7	116,9	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:08:10	117,4	124,0	114,9	148,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:09:04	117,4	124,1	115,1	103,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:09:34	117,4	124,0	114,9	149,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:09:43	117,4	124,0	115,0	125,8	-1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:16:45	117,3	123,7	114,4	123,6	150,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:17:13	117,3	123,8	114,5	123,8	98,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:17:47	117,4	123,7	114,4	123,5	150,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:17:59	117,3	123,7	114,4	123,7	119,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10:27:16	117,3	123,8	114,4	123,6	118,4	148,9	0,0	0,0	0,0	0,0
10:28:11	117,3	123,8	114,4	123,6	118,4	95,3	0,0	0,0	0,0	0,0
10:28:53	117,3	123,8	114,4	123,6	118,3	148,9	0,0	0,0	0,0	0,0
10:29:26	117,3	123,8	114,4	123,6	118,3	119,1	0,1	0,0	0,0	0,0
10:37:40	117,3	123,7	114,3	123,6	118,2	118,3	146,9	0,0	0,0	0,0
10:38:18	117,3	123,7	114,4	123,6	118,2	118,3	109,2	0,0	0,0	0,0
10:38:55	117,3	123,8	114,3	123,6	118,2	118,3	146,7	0,0	0,0	0,0
10:39:12	117,3	123,7	114,3	123,6	118,2	118,3	126,1	0,1	0,0	0,0
10:47:36	117,4	123,6	114,4	123,5	118,6	118,3	125,4	147,8	0,0	0,0
10:49:11	117,4	123,6	114,4	123,5	118,4	118,3	125,4	120,0	0,0	0,0
10:50:09	117,4	123,6	114,4	123,5	118,5	118,3	125,4	149,0	0,0	0,0
10:50:23	117,4	123,6	114,4	123,5	118,4	118,3	125,4	133,6	0,2	0,0
10:59:01	117,4	123,5	114,5	123,4	118,7	118,3	125,2	131,9	145,8	0,0
10:59:33	117,4	123,5	114,4	123,4	118,6	118,3	125,2	132,0	108,0	0,0
11:00:06	117,4	123,5	114,5	123,4	118,7	118,3	125,2	131,9	146,1	0,0
11:00:15	117,4	123,5	114,4	123,4	118,7	118,3	125,2	131,9	124,7	0,0

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

Da Tabela B.1 à B.8 serão apresentados os valores das deformações sofridas pelas barras da armadura passiva instrumentadas e da superfície do concreto capturadas pelo sistema de aquisição de dados CATMAN 5.4/Spider 8.

Os valores apresentados são a média entre os valores coletados pelos dois extensômetros colados em cada uma e é importante mencionar que a primeira leitura foi feita após a conclusão da etapa de protensão. As deformações são apresentadas em 10^{-6} e as cargas aplicadas são apresentadas em kN.

Tabela B.1 – Deformações da armadura passiva e do concreto – Modelo L01.

Estágios		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	C1	C2	C3	C4	C5	C6
P1 E	P1 D	P2															
	Depois da Protensão	0,5	0,0	0,5	0,0	0,5	0,5	0,0	0,5	9,6E-14	1E-13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11,2	10,0	20,0	108,7	171,5	250,2	453,2	635,6	69,6	135,1	9,6E-14	1E-13	-144,7	-244,8	-265,7	-58,2	-280,3	-29,1
12,7	11,5	25,3	140,6	222,5	323,0	626,5	870,4	102,4	192,5	9,6E-14	1E-13	-182,9	-313,9	-336,7	-80,1	-362,2	-33,7
15,2	14,0	30,3	181,5	279,8	366,7	860,8	1176,6	148,3	289,8	9,6E-14	1E-13	-229,3	-378,5	-408,6	-103,7	-484,1	-66,4
17,6	16,4	35,3	217,0	359,9	524,1	1235,3	1682,0	218,8	453,6	9,6E-14	1E-13	-283,0	-466,8	-501,4	-48,2	-693,4	-78,3
18,9	20,0	40,0	269,8	427,2	713,4	1584,2	2182,1	311,7	673,8	9,6E-14	1E-13	-327,6	-540,5	-592,4	26,4	-838,1	-59,1
25,5	24,3	45,1	315,3	502,7	916,3	1905,9	2732,6	435,9	925,9	9,6E-14	1E-13	-401,3	-620,6	-725,2	-9,1	-1050,1	-100,1
25,1	23,5	50,0	336,7	546,4	1029,6	2145,7	3119,8	467,7	1010,0	9,6E-14	1E-13	-439,5	-675,2	-808,0	46,4	-1146,5	-71,9
27,4	25,3	55,7	543,2	1090,6	1731,2	6260,0	9396,6	501,4	1231,2	9,6E-14	1E-13	-693,4	-830,8	-1481,4	575,1	-1332,2	108,3
30,0	31,1	57,0															

Tabela B.2 – Deformações da armadura passiva e do concreto – Modelo L02.

Estágios		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	C1	C2	C3	C4	C5	C6
P1 E	P1 D	P2													
	Depois da Protensão	13,2	15,9	14,6	14,1	17,3	17,7	13,6	13,2	13,2	-75,5	-162,9	-175,6	-188,8	-177,0
6,9	7,4	10,5	86,0	111,5	144,7	219,8	33,7	75,5	80,1	-111,9	-190,2	-207,5	-43,7	0,0	-198,4
8,7	8,7	15,6	29,6	56,9	66,0	92,4	25,9	41,9	52,3	-69,2	-104,6	-113,7	-49,1	-4,5	-124,7
10,0	9,7	20,5	45,0	88,7	110,6	164,7	39,1	71,0	81,0	-97,4	-157,4	-170,2	-60,1	-7,3	-175,6
12,5	11,9	25,0	61,4	123,3	158,3	253,0	53,2	100,1	108,7	-124,7	-208,4	-223,8	-71,0	-9,1	-224,8
15,0	14,2	29,4	79,2	125,6	162,0	213,8	76,4	139,2	145,1	-156,5	-263,9	-276,6	-90,1	-17,3	-283,9
17,4	16,5	35,2	99,2	159,2	207,9	284,8	116,9	198,4	196,5	-192,9	-334,9	-340,3	-118,3	-23,7	-365,8
20,1	19,5	40,0	124,7	201,1	265,7	381,7	172,4	271,2	245,2	-228,4	-413,1	-420,4	-143,8	-27,3	-458,6
22,9	22,5	45,2	244,8	380,4	463,2	616,9	291,2	368,5	273,4	-286,6	-524,1	-531,4	-174,7	-32,8	-598,7
28,4	28,5	50,5	412,2	583,3	665,6	894,0	455,0	489,6	329,9	-343,1	-653,3	-680,6	-141,0	-8,2	-768,9
27,7	27,2	55,1	541,9	765,7	884,9	1394,5	615,1	763,5	495,9	-425,9	-817,1	-1006,4	-59,1	62,8	-999,1
30,7	30,5	60,0	628,8	910,9	1115,1	1723,5	682,9	836,2	572,8	-483,2	-934,5	-1261,2	222,0	145,6	-1172,0
32,3	31,9	63,5	707,5	1160,6	1514,6	2278,5	826,2	959,1	673,4	-527,8	-1026,4	-1576,9	343,1	287,5	-1364,0
31,3	30,5	67,3													

Tabela B.3 – Deformações da armadura passiva e do concreto – Modelo L03.

Estágios		P1 E	P1 D	P2	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	C1	C2	C3	C4	C5	C6
	Depois da Protensão				-111,0	-193,8	-233,4	-273,9	-324,9	-341,2	-362,2	-303,0	-334,86	-272,08	-139,2	-136,5	-7,3	-20,0	-78,3	48,2
	5,0	4,9	1,2		-108,7	-189,7	-229,3	-267,1	-316,2	-327,1	-346,7	-288,5	-318,48	-255,7	-151,1	-147,4	-24,6	-42,8	-93,7	27,3
	11,0	10,8	2,6		-101,5	-177,9	-214,7	-247,1	-289,8	-302,6	-317,6	-259,3	-283,45	-221,12	-174,7	-170,2	-58,2	-81,9	-128,3	-10,9
	15,0	14,5	3,8		-95,1	-168,3	-202,9	-231,6	-267,1	-286,2	-297,6	-236,6	-255,7	-192	-193,8	-188,4	-81,9	-108,3	-152,9	-36,4
	20,0	19,3	5,0		-87,4	-155,1	-187,9	-213,4	-237,0	-262,5	-268,4	-202,9	-212,02	-147,41	-217,5	-211,1	-112,8	-143,8	-184,7	-71,0
	25,0	24,1	6,8		-77,3	-139,7	-169,7	-195,2	-200,2	-236,1	-234,8	-157,4	-152,87	-89,175	-244,8	-238,4	-146,5	-181,1	-220,2	-107,4
	30,0	28,8	7,8		-68,7	-125,6	-153,8	-181,1	-166,5	-205,6	-194,7	-106,5	-90,085	-28,209	-267,5	-260,2	-176,5	-218,4	-251,1	-142,0
	32,1	30,9	8,0		-66,4	-121,0	-148,8	-177,0	-155,6	-191,1	-174,7	-82,8	-62,332	-1,8199	-275,7	-268,4	-189,3	-234,8	-263,9	-157,4
	36,0	34,6	9,1		-59,1	-108,3	-134,2	-167,0	-120,6	-158,8	-129,2	-33,7	-0,455	59,147	-302,1	-292,1	-215,7	-266,6	-293,9	-185,6
	40,0	38,6	10,0		-51,9	-95,5	-119,2	-157,9	-79,6	-114,2	-65,5	28,2	75,981	147,41	-331,2	-318,5	-247,5	-303,0	-328,5	-216,6
	44,0	42,6	11,1		-45,0	-83,7	-106,9	-158,3	-40,5	-26,4	66,4	150,1	244,777	374,9	-368,5	-339,4	-301,2	-364,0	-381,3	-268,4
	48,0	46,4	12,0		-35,5	-69,2	-89,6	-152,9	9,1	56,9	198,4	263,0	407,659	571,45	-406,7	-358,5	-336,7	-418,6	-426,8	-306,7
	52,0	50,4	13,3		-26,8	-56,0	-74,6	-149,7	78,3	152,0	363,1	384,9	611,943	792,57	-452,2	-384,9	-377,6	-486,8	-484,1	-353,1
	56,0	54,2	14,1		-20,9	-48,2	-65,5	-150,6	157,0	273,0	556,9	519,6	826,692	1008,2	-502,3	-414,9	-420,4	-567,8	-546,0	-405,8
	60,0	58,4	15,0		-9,6	-33,7	-54,6	-118,3	265,7	445,0	788,9	658,8	1066,92	1244,8	-555,1	-449,5	-465,9	-657,0	-618,8	-464,1
	64,0	62,3	16,1		0,5	-19,1	-43,7	-64,6	378,1	602,8	1012,8	740,7	1308,51	1492,3	-602,4	-485,0	-512,3	-749,8	-694,3	-523,2
	68,1	66,2	17,0		10,9	-2,3	-32,3	8,2	502,3	768,0	1241,2	791,7	1555,56	1762,6	-651,5	-522,3	-566,0	-845,3	-770,7	-587,8
	70,0	68,3	18,0		17,7	14,6	-16,8	71,9	595,1	865,4	1377,7	763,5	1694,33	1928,2	-693,4	-551,4	-599,7	-907,2	-826,2	-624,2
	72,2	70,7	18,5		25,0	28,7	-0,9	138,3	689,7	962,3	1502,3	724,3	1823,09	2074,7	-728,0	-580,5	-632,4	-965,5	-877,2	-657,0
	74,0	72,5	19,0		17,3	35,9	37,8	232,9	801,7	1072,4	1639,7	587,8	1952,76	2236,7	-768,0	-615,1	-659,7	-1051,0	-919,1	-706,1
	78,0	76,5	20,0		21,8	65,1	87,8	362,2	942,3	1240,7	1904,5	343,1	2180,25	2505,1	-824,4	-660,6	-715,2	-1180,2	-1006,4	-775,3
	80,0	78,4	21,5		27,8	89,2	128,3	459,5	961,4	1332,2	2036,5	283,0	2306,73	2632,5	-871,7	-694,3	-744,3	-1259,4	-1064,6	-811,7
	86,3	84,3	22,0		33,7	185,6	273,9	669,7	1130,2	1575,1	2388,6	156,5	2662,07	3049,3	-978,2	-778,9	-833,5	-1452,3	-1197,5	-930,9
	88,1	86,3	23,0		44,1	236,6	336,7	731,1	1220,2	1660,7	2523,3	206,6	2824,95	3228,5	-1029,2	-824,4	-868,1	-1535,1	-1272,1	-973,6
	92,0	94,0	24,0		64,6	321,7	451,3	870,8	1373,6	1799,0	2728,9	247,5	3124,78	3565,2	-1101,0	-889,0	-932,7	-1656,1	-1394,0	-1045,5
	100,0	98,0	25,0		245,7	541,9	693,4	1088,3	1609,3	1956,9	3005,6	290,3	3410,5	4033,8	-1098,3	-984,6	-1003,7	-1824,5	-1521,4	-1141,1
	104,0	102,0	26,0		369,9	715,2	889,5	1261,6	1859,5	2096,1	3330,4	317,6	3788,13	4638	-1143,8	-1118,3	-1083,8	-1999,2	-1674,3	-1236,6
	108,0	106,0	27,0		510,9	911,8	1063,3	1460,9	2117,0	1878,6	3709,0	378,5	4275,87	5497	-1108,3	-1237,5	-1161,1	-2179,3	-1830,8	-1318,5
					110,0	110,0	28,0													

Tabela B.4 – Deformações da armadura passiva e do concreto – Modelo L04.

Estágios		P1	E	P1	D	P2	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	C1	C2	C3	C4	C5	C6	
	Depois da Protensão		-146,5	-193,4	-238,4	-254,8	-310,7	-216,6	-238,0	-113,7	-157,88	-180,17	-135,6	-108,3	-61,9	-45,5	4,5						
5,0	5,0	10,0	-109,2	-143,8	-181,5	-198,4	-241,6	-207,9	-229,8	-103,7	-141,04	-157,42	-217,5	-177,4	-104,6	-47,3	-10,9	-170,2					
10,0	10,0	20,0	-59,1	-76,9	-100,1	-117,4	-131,9	-199,7	-179,7	-73,3	-90,995	-106,01	-313,9	-261,2	-173,8	-81,0	-59,1	-257,5					
15,9	16,4	30,0	2,3	5,0	0,5	-33,2	-13,2	-165,6	-101,9	-12,3	8,18957	-23,204	-415,8	-357,6	-249,3	-126,5	-111,0	-354,0					
20,0	20,4	40,0	79,2	110,6	106,9	76,0	137,4	-143,3	-12,3	49,1	105,555	70,066	-536,0	-469,5	-318,5	-155,6	-144,7	-461,3					
22,5	23,3	45,0	136,9	178,4	162,4	152,9	238,0	-112,4	59,6	90,1	167,886	140,59	-609,7	-533,2	-365,8	-176,5	-172,0	-526,0					
24,9	25,4	50,0	229,8	267,5	232,9	262,1	376,3	-69,2	241,1	153,8	251,602	228,4	-688,8	-603,3	-420,4	-197,5	-202,0	-607,8					
27,3	27,9	55,0	346,7	382,6	341,7	410,4	558,7	50,5	556,9	245,2	367,621	347,15	-780,7	-681,6	-491,4	-229,3	-245,7	-723,4					
30,2	30,6	60,0	416,3	607,4	523,7	638,3	815,8	137,4	784,4	308,0	450,882	501,84	-890,8	-763,5	-577,8	-251,1	-301,2	-877,2					
32,8	34,3	65,0	515,5	861,7	799,4	908,1	1127,9	227,5	1026,9	380,8	549,156	665,18	-1031,9	-873,6	-659,7	-257,5	-334,9	-1061,0					
36,5	38,5	70,0	637,4	1011,0	985,5	1283,9	1458,2	292,1	1351,7	516,4	715,678	905,4	-1216,6	-1004,6	-746,2	-248,4	-370,4	-1272,1					
37,8	39,6	75,0	771,6	1219,3	1229,8	1114,7	1784,9	354,9	1530,5	594,7	812,588	1096,9	-1412,2	-1142,9	-790,7	-210,2	-356,7	-1413,2					
40,3	41,6	80,0	927,2	1432,7	1528,3	945,4	2203,9	474,1	1892,7	710,2	919,507	1358,1	-1674,3	-1310,3	-836,2	-201,1	-360,3	-1596,1					
41,9	44,3	85,0	1141,5	1678,9	1895,4	1350,8	2795,4	571,9	2273,5	823,1	530,047	1672	-2213,9	-1484,1	-870,8	-208,4	-357,6	-1796,2					
42,3	46,4	87,0																					

Tabela B.5 – Deformações da armadura passiva e do concreto – Modelo L05.

Estágios		P1	E	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
Depois da Protensão				-34,1	-78,7	-155,1	-118,3	-267,5	-192,5	-146,5	-187,0	-354,88	-250,69	15,5	-92,8	-340,3	211,1	8,2	244,8	0,0	0,0
6,2	5,1	1,3	-22,7	-59,1	-129,2	-66,0	-115,6	-177,0	-128,8	-159,7	-128,8	-313,02	-213,84	-1,8	-109,2	-357,6	168,3	-36,4	224,8	0,0	0,0
10,0	8,7	2,6	-10,5	-42,8	-102,4	-59,1	-59,1	-58,7	-159,7	-108,7	-131,5	-272,08	-180,17	-15,5	-125,6	-381,3	135,6	-79,2	215,7	0,0	0,0
15,3	13,2	3,8	6,8	-15,5	-65,5	3,6	3,6	15,0	-130,6	-75,5	-82,8	-206,56	-120,57	-31,8	-143,8	-415,8	91,9	-135,6	200,2	0,0	0,0
20,9	18,4	5,8	37,3	26,8	-8,6	32,3	32,3	100,5	-85,1	-22,3	-2,3	-99,185	-18,654	-54,6	-169,3	-468,6	40,0	-214,7	182,0	0,0	0,0
25,4	22,9	6,6	61,4	60,5	32,8	65,5	65,5	152,0	-39,1	32,3	76,9	1,81991	73,251	-77,3	-194,7	-517,8	-10,9	-283,0	157,4	0,0	0,0
30,2	27,7	7,5	94,6	104,6	84,6	111,9	111,9	210,2	27,3	107,4	181,5	132,853	191,55	-105,6	-223,8	-576,9	-69,2	-360,3	126,5	0,0	0,0
32,0	29,4	8,0	110,1	125,1	106,5	123,8	123,8	226,6	54,6	138,3	223,8	178,351	237,5	-116,5	-238,4	-604,2	-93,7	-393,1	113,7	0,0	0,0
36,1	33,5	9,1	147,9	169,7	163,3	165,2	165,2	288,9	131,0	218,8	333,0	302,104	351,7	-145,6	-270,3	-665,2	-150,1	-465,9	81,9	0,0	0,0
40,0	37,5	10,2	191,5	222,9	226,1	212,5	212,5	310,7	212,0	307,1	452,2	426,768	470,9	-176,5	-308,5	-731,6	-208,4	-541,4	50,0	0,0	0,0
44,4	41,7	11,0	238,0	278,0	297,1	262,5	262,5	361,7	307,1	410,4	589,6	564,171	610,58	-210,2	-348,5	-800,8	-269,3	-616,9	15,5	0,0	0,0
48,3	45,5	12,6	289,4	341,2	375,8	293,5	293,5	423,6	389,5	500,5	718,4	688,834	743,89	-243,0	-391,3	-870,8	-323,0	-687,9	-13,6	0,0	0,0
52,0	49,4	13,8	338,5	401,7	452,7	379,5	379,5	480,5	475,9	595,1	854,4	812,588	874,01	-275,7	-435,9	-942,7	-377,6	-758,9	-41,9	0,0	0,0
56,5	53,8	14,0	381,7	455,9	520,0	428,1	428,1	539,1	575,1	702,0	999,6	950,9	1014,1	-307,6	-475,0	-1006,4	-435,0	-823,5	-76,4	0,0	0,0
60,4	57,6	15,0	430,4	516,4	596,0	472,7	472,7	606,9	666,1	799,4	1140,2	1076,47	1149,3	-338,5	-516,9	-1073,7	-486,8	-888,1	-103,7	0,0	0,0
63,9	61,1	16,3	481,8	581,9	672,9	549,2	549,2	749,8	889,0	1099,1	1442,7	1341,27	1429,1	-368,5	-558,7	-1141,1	-533,2	-950,9	-127,4	0,0	0,0
68,3	65,5	17,4	541,4	652,9	764,8	624,4	624,4	962,6	1009,1	1242,7	1634,1	1527,1	1616,1	-401,3	-606,9	-1223,0	-593,3	-1026,4	-153,8	0,0	0,0
72,0	68,9	18,2	585,6	713,4	838,1	669,7	669,7	1009,1	1009,1	1242,7	1634,1	1527,1	1616,1	-423,1	-641,5	-1291,2	-645,2	-1090,1	-171,1	0,0	0,0
73,3	70,2	18,1	598,7	727,5	860,4	667,5	667,5	822,6	822,6	1012,3	1182,9	1163,4	1252,5	-428,6	-650,6	-1324,0	-671,5	-1117,4	-177,4	0,0	0,0
74,3	71,1	18,3	614,2	747,5	884,9	694,7	694,7	839,0	839,0	1046,0	1224,3	1113,4	1204,8	-434,0	-662,4	-1354,9	-690,7	-1142,0	-177,4	0,0	0,0
76,0	72,9	18,9	641,5	781,2	930,0	703,8	703,8	876,7	876,7	1097,9	1284,9	1193,5	1288,1	-446,8	-682,5	-1397,7	-717,0	-1179,3	-187,5	0,0	0,0
78,2	75,1	19,7	672,0	818,5	980,9	765,3	765,3	917,7	917,7	1172,9	1384,0	1244,5	1341,27	-459,5	-704,3	-1454,1	-756,2	-1227,5	-198,4	0,0	0,0
80,2	76,9	19,9	689,7	842,6	1012,3	805,9	805,9	952,7	952,7	1245,3	1504,2	1333,65	1429,1	-468,6	-718,9	-1502,3	-794,4	-1263,9	-209,3	0,0	0,0
81,8	78,4	20,5	715,2	874,9	1056,0	812,1	812,1	986,8	986,8	1330,8	1650,7	1459,22	1510,7	-475,0	-735,2	-1570,6	-833,5	-1305,8	-212,0	0,0	0,0
83,7	80,4	21,3	797,1	983,2	1206,6	934,5	934,5	1061,1	1061,1	1401,1	1714,1	1524,9	1616,1	-486,8	-768,0	-1638,1	-884,6	-1440,5	-213,8	0,0	0,0
86,4	83,0	22,0	-134,7	837,6	1118,3	912,2	912,2	1045,1	1045,1	1364,0	1618,8	1311,204	1429,1	-165,6	-768,0	38,2	-129,2	-291,2	-173,8	0,0	0,0
			91,0																		
			89,5																		
			22,7																		

Tabela B.6 – Deformações da armadura passiva e do concreto – Modelo L06.

Estágios		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	C1	C2	C3	C4	C5	C6
P1 E	P1 D P2																
	Depois da Protensão	-136,5	-187,5	-159,2	-240,7	-256,6	-203,8	-206,1	-232,0	-208,38	-101,91	-18,2	-33,7	13,6	52,8	53,7	2,7
5,9	7,0	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3
10,0	9,6	20,0	96,5	-107,4	-147,9	-152,9	-197,5	-187,5	-193,4	-163,79	-52,322	-143,8	-126,5	-43,7	14,6	44,6	-122,8
13,4	13,0	25,2	-84,6	-74,6	-62,8	-43,2	-192,5	-177,0	-172,9	-131,49	-24,569	-228,4	-193,8	-81,9	0,0	40,0	-198,4
15,8	15,3	30,2	-26,4	-52,8	-9,1	48,2	-179,7	-160,6	-146,0	-102,82	4,5498	-289,4	-237,5	-112,8	-21,8	30,9	-266,6
18,2	17,5	35,2	5,0	-22,7	56,4	143,3	-170,2	-147,0	-124,7	-74,161	28,664	-349,4	-281,2	-142,9	-38,2	26,4	-334,9
20,4	19,7	40,0	54,6	33,2	152,4	288,5	-154,7	-125,1	-92,4	-29,118	64,607	-411,3	-324,9	-176,5	-67,3	23,7	-409,5
22,5	21,8	45,6	125,6	81,9	241,1	400,4	-139,2	-108,7	-46,0	5,45972	99,64	-476,8	-368,5	-210,2	-101,0	16,4	-489,6
26,4	25,7	50,5	247,5	143,3	355,3	561,0	-121,9	-108,3	59,1	95,09	144,68	-561,4	-409,5	-233,9	-115,6	29,1	-606,0
27,5	26,7	55,5	359,4	213,8	504,6	754,8	-106,5	-106,0	203,4	227,033	188,36	-676,1	-463,2	-270,3	-88,3	53,7	-714,3
30,0	29,2	60,0	476,4	281,2	627,0	959,5	-105,6	-116,0	311,7	307,564	213,84	-796,2	-506,8	-289,4	61,0	120,1	-829,9
32,3	31,4	60,5	634,7	365,8	833,1	1253,5	-75,1	-81,0	426,3	403,109	233,4	-986,4	-575,1	-326,7	265,7	182,0	-971,8
34,6	33,6	70,8	775,3	436,8	1114,2	1510,1	-53,7	-6,4	561,0	480,91	273,44	-1223,0	-638,8	-354,0	493,2	256,6	-1100,1
			-603,3	332,1	-14011,9	-14972,4	643,3	736,6	522,3	549,156	685,19	-30463,4	-30680,9	-31,8	505,9	35,5	-267,5
			19,7	15,0	60,5												

Tabela B.7 – Deformações da armadura passiva e do concreto – Modelo L07.

Estágios		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Depois da Protensão		-26,8	-37,3	-154,7	-197,0	-8,2	-121,0	-101,9	-129,2	-30,028	-66,427	-98,3	-84,6	-61,9	18,2	-80,1	22,7
5,1	1,3	-23,2	-32,8	-147,4	-187,0	0,9	-119,2	-99,2	-124,7	-25,024	-61,877	-113,7	-96,5	-71,0	12,7	-93,7	18,2
10,3	2,6	-16,4	-23,7	-131,0	-161,1	16,4	-101,9	-82,8	-104,6	-2,7299	-45,498	-150,1	-126,5	-94,6	-11,8	-131,0	-2,7
20,3	18,8	3,9	-10,9	-15,5	-114,7	21,8	-82,8	-64,6	-80,1	9,5545	-26,389	-186,5	-154,7	-117,4	-37,3	-171,1	-23,7
25,0	23,4	5,0	-5,9	-9,1	-97,4	-106,0	-64,6	-45,5	-57,3	21,3839	-5,4597	-224,8	-182,9	-139,2	-64,6	-210,2	-41,9
30,3	28,6	6,2	0,5	0,9	-78,3	-78,3	-43,7	-21,8	-33,7	30,0284	26,389	-266,6	-208,4	-158,3	-91,0	-253,0	-55,5
32,2	30,3	7,7	8,2	10,9	-54,6	-46,0	-12,7	9,1	5,5	42,3128	98,275	-324,9	-242,0	-180,2	-123,8	-308,5	-67,3
36,5	34,5	8,9	13,2	15,5	-43,7	-30,5	0,0	26,4	22,7	41,8578	130,12	-348,5	-254,8	-189,3	-136,5	-386,7	-69,2
40,0	38,0	9,1	18,2	22,7	-28,2	-3,6	48,2	60,1	64,6	50,9573	178,35	-384,0	-278,4	-206,6	-164,7	-377,6	-81,9
44,1	46,2	10,4	24,6	30,0	-10,0	23,7	43,7	120,1	155,6	56,4171	249,33	-428,6	-306,7	-225,7	-199,3	-434,0	-93,7
52,7	50,5	11,4	33,2	37,3	10,0	61,4	36,4	149,2	211,1	288,5	335,77	-476,8	-332,1	-246,6	-249,3	-507,8	-110,1
56,0	53,7	12,2	39,6	42,8	20,9	98,3	31,8	281,2	325,8	428,6	420,4	-520,5	-356,7	-267,5	-307,6	-575,1	-132,9
61,0	58,9	13,1	42,3	44,6	34,6	114,7	30,9	319,4	355,8	471,4	48,7	444,06	-536,0	-273,9	-320,3	-597,8	-133,8
69,0	65,1	14,0	51,0	51,0	64,6	164,2	31,8	535,1	554,2	730,7	39,1	549,61	-633,3	-412,2	-407,7	-700,7	-162,0
72,5	68,3	17,1	59,6	54,6	121,0	230,2	33,7	677,0	688,8	902,7	34,1	638,79	-695,2	-452,2	-467,7	-779,8	-177,4
74,0	69,9	17,7	64,2	74,6	200,2	328,9	47,3	870,8	889,9	1152,0	23,7	779,83	-778,0	-523,2	-560,5	-890,8	-204,7
76,2	72,3	18,0	76,4	103,7	364,9	571,0	102,8	1231,2	1236,6	1619,7	-8,2	1074,7	-963,6	-661,5	-723,4	-1145,6	-227,5
78,3	74,1	18,6	81,4	101,9	395,8	614,7	121,9	1290,3	1292,1	1700,7	0,0	1108,3	-1004,6	-679,7	-757,1	-1208,4	-227,5
80,0	75,7	18,9	86,0	106,5	431,3	667,0	137,4	1362,2	1370,4	1829,9	11,4	1172	-1061,0	-718,0	-804,4	-1287,6	-239,3
82,0	77,8	19,7	88,3	115,6	479,5	711,6	144,7	1397,7	1408,6	1918,2	6,8	1222,1	-1108,3	-750,7	-829,9	-1355,8	-245,7
83,9	79,9	20,2	94,2	122,8	545,1	760,3	153,8	1457,7	1475,0	2055,6	-1,4	1299,4	-1183,8	-801,7	-867,2	-1469,6	-259,3
84,2	85,1	20,5	99,6	130,1	610,6	771,6	132,9	1546,9	1580,6	2279,4	-17,7	1397,7	-1267,6	-860,8	-917,2	-1592,4	-269,3
83,5	87,2	21,1	107,4	138,3	676,1	821,7	81,0	1579,7	1626,1	2362,2	-19,1	1425,9	-1324,0	-893,6	-937,3	-1671,6	-268,4
84,7	88,9	20,7	167,9	168,3	892,7	972,3	272,1	2021,0	2211,2	3270,4	-22,3	1717,1	-1633,4	-876,3	-1123,8	-2103,8	-164,7
88,3	91,9	22,5															

C – EVOLUÇÃO DOS VALORES DOS DESLOCAMENTOS DOS PONTOS DA LAJE E DO PILAR MONITORADOS

Da Tabela C.1 à C.8 serão apresentados os valores das deflexões lidas nos defletômetros a cada passo de carga durante o ensaio. O valores dos deslocamentos estão em mm e os valores de carga estão em kN.

Tabela C.1 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L01.

Estágios			FLECHAS															
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
	Antes da Protensão		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	0,00	
	Depois da Protensão		-0,02	-0,08	-0,15	0,00	-0,14	0,18	0,19	0,19	0,29	-1,00	-0,35	-0,35	-0,20	-1,06	-0,17	-0,25
11,2	10,0	20,0	0,39	-0,03	-0,48	0,01	-1,09	-1,84	0,41	-0,09	-1,69	-0,92	0,83	1,96	-1,18	0,52	-0,45	
12,7	11,5	25,3	0,42	-0,05	-0,62	-0,17	-1,53	-2,50	0,36	-0,35	-1,18	-0,59	1,19	2,76	-1,21	0,47	-0,53	
15,2	14,0	30,3	0,44	-0,11	-0,75	-0,33	-2,04	-3,24	0,31	-0,69	-1,76	-0,10	1,63	3,66	-1,24	0,33	-0,61	
17,6	16,4	35,3	0,47	-0,24	-0,93	0,34	-2,85	-4,48	0,13	-1,35	-2,83	0,61	2,30	5,19	-1,32	-0,62	-0,74	
18,9	20,0	40,0	0,51	-0,22	-0,92	-1,02	-3,59	-5,76	-0,22	-2,21	-3,20	1,71	2,73	7,13	-1,36	-0,62	-0,84	
25,5	24,3	45,1	0,51	-0,27	-1,00	-1,38	-4,39	-6,93	-0,57	-3,08	-3,60	3,19	2,95	9,05	-1,40	-0,62	-0,94	
25,1	23,5	50,0	0,55	-1,04	-1,73	-0,56	-4,79	-7,57	-0,73	-3,63	-4,43	3,91	2,95	10,31	-1,43	-0,63	-1,01	
27,4	25,3	55,7	0,64	-1,09	-2,47	-1,84	-5,45	-8,55	-1,00	-4,48	-6,78	5,31	2,97	12,27	-1,47	-0,63	-1,10	
30,0	31,1	57,0																

Tabela C.2 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L02.

P1E	Estágios		FLECHAS														
	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	Antes da Protensão		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	0,00
	Depois da Protensão		0,47	0,53	0,23	1,16	-1,09	-1,53	-0,89	-0,88	-0,68	-0,90	-0,07	-0,07	-0,50	-1,12	-0,10
6,9	7,4	10,5	0,99	0,49	0,19	0,41	0,42	0,36	-1,86	-0,03	-0,50	-0,05	0,36	0,80	0,09	0,26	-0,01
8,7	8,7	15,6	0,96	0,43	0,14	0,30	0,67	0,67	-0,80	0,14	-0,15	0,14	0,54	1,23	0,12	0,33	-0,01
10,0	9,7	20,5	0,93	0,39	0,10	0,20	0,90	0,99	-0,75	0,30	0,10	0,33	0,72	1,66	0,21	0,41	-0,01
12,5	11,9	25,0	0,96	0,37	0,06	0,11	1,17	1,36	-0,72	0,50	0,42	0,57	0,94	2,14	0,18	0,48	-0,01
15,0	14,2	29,4	0,99	0,37	0,04	-0,02	1,52	2,87	-0,69	0,74	0,86	0,91	1,22	2,87	0,22	0,60	-0,01
17,4	16,5	35,2	0,99	0,37	0,00	-0,14	1,89	2,43	-0,69	0,99	1,32	1,34	1,51	3,60	0,25	0,66	-0,01
20,1	19,5	40,0	1,00	0,31	-0,08	-0,38	2,45	3,26	-0,47	1,49	2,09	1,92	1,90	4,69	0,29	0,82	-0,01
22,9	22,5	45,2	1,00	0,26	-0,14	-0,71	2,14	4,33	-0,31	2,12	2,06	2,63	2,41	6,10	0,33	0,97	-0,01
28,4	28,5	50,5	1,03	0,12	-0,36	-0,26	4,40	5,24	0,00	3,29	3,84	3,92	3,37	8,51	0,36	1,10	-0,01
27,7	27,2	55,1	1,03	0,12	-0,38	-1,68	5,35	6,69	0,26	4,18	5,27	4,63	3,98	10,41	0,38	1,21	-0,01
30,7	30,5	60,0	1,13	0,09	-0,47	-2,21	6,63	9,62	0,53	5,34	8,05	5,71	4,84	12,94	0,40	1,32	-0,01
32,3	31,9	63,5															

Tabela C.3 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L03.

Estágios			FLECHAS														
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	Antes da Protensão		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	0,00
	Depois da Protensão		0,01	0,35	1,33	-0,06	0,20	0,25	1,12	0,75	0,50	-0,79	0,38	0,07	0,01	1,68	0,00
5,0	4,9	1,2	-0,58	0,18	0,62	0,88	-0,13	-0,79	0,67	0,18	0,02	-0,53	1,88	0,61	0,18	1,89	-0,09
11,0	10,8	2,6	-0,63	0,05	0,52	0,63	-0,30	-1,02	0,64	0,18	-0,07	-0,30	2,20	0,82	0,18	1,96	-0,11
15,0	14,5	3,8	-0,73	-0,08	0,32	0,52	-0,45	-1,20	0,53	0,13	-0,24	-0,14	2,40	0,96	0,18	2,01	-0,13
20,0	19,3	5,0	-0,79	-0,20	0,16	0,43	-0,62	-1,42	0,46	0,00	-0,56	0,08	2,66	1,14	0,18	2,08	-0,15
25,0	24,1	6,8	-0,95	-0,40	-0,03	0,23	-0,88	-1,69	0,23	-0,28	-0,87	0,33	2,92	1,37	0,18	2,14	-0,15
30,0	28,8	7,8	-1,08	-0,60	-0,23	0,05	-1,11	-1,93	0,02	-0,58	-1,06	0,57	3,21	1,57	0,18	2,20	-0,18
32,1	30,9	8,0	-1,17	-0,74	-0,34	-0,07	-1,28	-2,05	-0,16	-0,74	-1,39	0,67	3,34	1,65	0,18	2,23	-0,19
36,0	34,6	9,1	-1,29	-0,90	-0,52	-0,25	-1,51	-2,30	-0,41	-1,05	-1,61	0,89	3,59	1,78	0,18	2,28	-0,20
40,0	38,6	10,0	-1,30	-1,03	-0,70	-0,33	-1,71	-2,57	-0,52	-1,22	-1,72	1,15	3,85	1,97	0,18	2,33	-0,20
44,0	42,6	11,1	-1,35	-1,16	-0,94	-0,41	-1,92	-2,94	-0,55	-1,30	-2,19	1,57	4,25	2,20	0,18	2,39	-0,22
48,0	46,4	12,0	-1,46	-1,39	-1,23	-0,49	-2,16	-3,30	-0,59	-1,45	-2,53	1,95	4,69	2,43	0,18	2,46	-0,23
52,0	50,4	13,3	-1,54	-1,60	-1,55	-0,67	-2,52	-3,80	-0,75	-1,67	-2,86	2,41	5,26	2,71	0,18	2,53	-0,24
56,0	54,2	14,1	-1,69	-1,88	-1,89	-0,85	-2,88	-4,31	-0,91	-1,94	-2,96	2,90	5,85	2,97	0,18	2,59	-0,24
60,0	58,4	15,0	-2,02	-2,30	-3,34	-1,34	-3,33	-4,89	-1,40	-2,33	-3,21	3,47	6,52	3,26	0,18	2,65	-0,25
64,0	62,3	16,1	-2,20	-2,48	-3,77	-1,47	-3,67	-5,50	-1,55	-2,43	-3,38	4,01	7,24	3,57	0,18	2,67	-0,26
68,1	66,2	17,0	-2,24	-2,70	-4,21	-1,64	-4,00	-6,15	-1,56	-2,49	-8,56	4,61	8,00	3,91	0,18	2,70	-0,28
70,0	68,3	18,0	-2,29	-2,89	-4,47	-1,77	-4,27	-6,65	-1,59	-2,60	-8,79	5,01	8,54	4,16	0,18	2,73	-0,29
72,2	70,7	18,5	-2,36	-3,09	-4,77	-1,90	-4,55	-7,10	-1,63	-2,77	-9,10	5,63	9,10	4,40	0,18	2,76	-0,30
74,0	72,5	19,0	-2,45	-3,36	-4,97	-2,03	-5,85	-7,43	-1,74	-3,04	-9,91	5,87	9,57	4,64	0,18	2,78	-0,31
78,0	76,5	20,0	-4,46	-4,66	-5,82	-4,08	-6,05	-8,25	-4,55	-4,94	-10,40	6,59	10,35	5,02	0,18	2,81	-0,31
80,0	78,4	21,5	-5,77	-5,49	-6,40	-5,47	-7,06	-8,87	-6,27	-6,45	-10,52	7,01	10,86	5,32	0,18	2,89	-0,33
86,3	84,3	22,0	-9,03	-7,36	-7,80	-8,62	-10,00	-10,51	-10,90	-10,02	-13,55	8,20	12,26	6,02	0,18	2,92	-0,36
88,1	86,3	23,0	-11,30	-8,61	-8,52	-11,02	-11,17	-11,25	-13,56	-12,19	-16,70	8,70	12,86	6,36	0,18	2,92	-0,38
92,0	94,0	24,0	-14,29	-10,50	-9,54	-13,96	-13,18	-12,40	-17,41	-15,28	-19,07	9,56	13,86	6,98	0,18	2,93	-0,40
100,0	98,0	25,0	-17,16	-12,18	-10,67	-16,97	-15,58	-13,95	-21,74	3,86	0,03	10,82	15,01	7,77	0,18	2,94	-0,45
104,0	102,0	26,0	-17,18	-12,55	-11,50	-17,14	-16,21	-15,13	-21,74	4,10	-47,90	12,97	16,54	8,74	0,18	2,94	-0,50
108,0	106,0	27,0	-17,18	-12,88	-12,23	-17,32	-16,88	-16,30	-21,74	4,53	-47,90	13,20	17,95	9,73	0,18	2,94	-0,55
110,0	110,0	28,0															

Tabela C.4 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L04.

Estágios			FLECHAS														
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	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	0,00
	Depois da Prot		-0,26	-1,82	-1,42	0,03	-1,05	-2,07	1,60	-0,06	0,15	-0,20	1,41	0,43	0,16	0,45	0,12
5,0	5,0	10,0	-0,24	-1,86	-1,51	-0,30	-1,83	-3,34	1,65	-0,06	0,41	-0,05	1,68	0,85	0,16	0,41	-0,10
10,0	10,0	20,0	-0,25	-1,99	-1,70	-0,38	-2,12	-3,89	1,73	0,00	1,30	0,34	2,13	1,50	0,16	0,44	-0,18
15,9	16,4	30,0	-0,28	-2,14	-1,97	-0,52	-2,48	-4,54	1,72	0,12	1,61	0,86	2,63	2,23	0,16	0,46	-0,25
20,0	20,4	40,0	-0,37	-2,29	-2,11	-0,71	-2,90	-5,20	1,61	0,37	2,00	1,34	3,07	3,03	0,18	0,46	-0,32
22,5	23,3	45,0	-0,42	-2,38	-2,25	-0,80	-3,15	-5,62	1,53	0,58	2,44	1,62	3,36	3,48	0,18	0,46	-0,36
24,9	25,4	50,0	-0,45	-2,47	-2,39	-0,91	-3,45	-6,13	1,46	0,70	2,97	1,97	3,73	4,04	0,18	0,46	-0,42
27,3	27,9	55,0	-0,47	-2,58	-2,57	-1,04	-3,81	-6,73	1,35	0,95	3,61	2,42	4,15	4,69	0,18	0,46	-0,46
30,2	30,6	60,0	-0,50	-2,69	-2,77	-1,15	-4,21	-7,40	1,24	1,22	4,44	2,95	4,66	5,44	0,18	0,46	-0,56
32,8	34,3	65,0	-0,56	-2,82	-3,01	-1,32	-4,71	-8,28	1,06	1,60	5,54	3,53	5,26	6,38	0,18	0,46	-0,62
36,5	38,5	70,0	-0,56	-3,00	-3,35	-1,49	-5,38	-9,45	0,83	2,02	6,44	4,35	6,10	7,65	0,18	0,46	-0,70
37,8	39,6	75,0	-0,69	-3,15	-3,56	-1,76	-6,06	-10,52	0,46	2,62	7,69	4,93	7,66	8,87	0,18	0,46	-0,76
40,3	41,6	80,0	-0,69	-3,32	-3,85	-1,97	-6,84	-11,90	0,18	3,15	7,69	5,71	8,76	10,40	0,18	0,46	-0,84
41,9	44,3	85,0	-0,69	-3,32	-3,85	-1,97	-6,84	-11,90	0,18	3,15	7,69	5,71	8,76	10,40	0,18	0,46	-0,84
42,3	46,4	87,0															

Tabela C.5 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L05.

Estágios			FLECHAS														
PIE	PI D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	Antes da Protensão		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	0,00
	Depois da Protensão		0,13	-0,10	-0,14	0,08	0,07	0,65	0,24	0,16	0,04	0,24	0,27	1,16	-0,02	0,08	0,00
6,2	5,1	1,3	0,16	-0,05	-0,04	0,11	0,25	1,00	0,25	0,25	0,87	0,49	0,54	1,83	0,00	0,17	0,00
10,0	8,7	2,6	0,43	0,20	0,17	0,49	0,66	2,46	0,64	0,74	1,50	0,82	0,90	2,25	0,03	0,26	0,00
15,3	13,2	3,8	0,65	0,41	0,38	0,84	1,12	2,83	1,02	1,31	2,22	1,26	1,41	2,85	0,06	0,35	0,00
20,9	18,4	5,8	0,79	0,58	0,57	1,09	1,48	3,30	1,25	1,94	2,63	1,67	1,72	3,30	0,07	0,43	0,00
25,4	22,9	6,6	0,97	0,78	0,77	1,38	1,88	3,83	1,55	2,38	3,18	2,12	2,14	3,83	0,09	0,52	0,00
30,2	27,7	7,5	1,12	0,91	0,88	1,55	2,08	4,08	1,76	3,63	3,48	2,33	2,34	4,06	0,10	0,55	0,00
32,0	29,4	8,0	1,22	1,07	1,07	1,78	2,45	4,61	1,97	3,99	4,93	2,82	2,75	4,58	0,12	0,63	0,00
36,1	33,5	9,1	1,37	1,25	1,27	2,03	2,85	5,18	2,24	4,38	5,38	3,31	3,17	7,05	0,14	0,69	0,00
40,0	37,5	10,2	1,46	1,38	1,48	2,21	3,23	5,75	2,44	4,69	5,85	3,84	3,64	10,62	0,16	0,77	0,00
44,4	41,7	11,0	1,56	1,51	1,67	2,41	3,59	6,37	2,61	4,99	6,27	4,26	4,08	11,16	0,17	0,83	0,00
48,3	45,5	12,6	1,65	1,65	1,85	2,60	3,99	6,97	2,72	5,27	7,80	4,87	4,50	11,70	0,19	0,91	0,00
52,0	49,4	13,8	1,71	1,78	2,04	2,81	4,38	7,49	2,78	5,50	8,40	5,37	4,93	12,21	0,21	0,97	0,00
56,5	53,8	14,0	1,76	1,88	2,22	2,93	4,69	8,05	2,88	5,68	8,73	5,89	5,39	12,77	0,23	1,03	0,00
60,4	57,6	15,0	1,81	1,97	2,38	3,04	5,04	8,61	2,98	5,79	9,43	6,35	5,80	13,27	0,24	1,10	0,00
63,9	61,1	16,3	1,89	2,12	2,62	3,18	5,46	9,30	3,04	6,17	9,66	6,94	6,35	13,94	0,26	1,22	0,00
68,3	65,5	17,4	1,95	2,25	2,85	3,36	5,85	9,78	3,07	6,39	10,07	7,47	6,89	14,54	0,27	1,23	0,00
72,0	68,9	18,2	2,07	2,40	3,00	3,57	6,11	10,12	3,32	6,69	11,60	7,74	7,14	14,85	0,28	1,26	0,00
73,3	70,2	18,1	2,38	2,64	3,15	3,94	6,44	10,38	3,85	7,22	11,97	7,93	7,28	17,28	0,28	1,27	0,00
74,3	71,1	18,3	2,51	2,76	3,30	4,10	6,74	10,73	3,98	7,44	12,30	8,24	7,58	19,08	0,29	1,30	0,00
76,0	72,9	18,9	2,54	2,88	3,49	4,23	7,09	11,18	4,14	7,75	13,58	8,71	8,02	20,06	0,31	1,34	0,00
78,2	75,1	19,7	2,64	3,04	3,69	4,40	7,41	11,55	4,36	7,97	14,09	9,09	8,39	20,13	0,32	1,37	0,00
80,2	76,9	19,9	2,79	3,16	3,88	5,27	7,78	12,06	4,36	8,07	14,37	9,54	8,82	20,62	0,33	1,41	0,00
81,8	78,4	20,5	2,91	3,25	4,04	6,46	8,08	12,58	4,46	8,19	14,83	10,00	9,26	21,15	0,34	1,43	0,00
83,7	80,4	21,3	2,91	3,44	4,33	7,89	8,56	13,32	4,51	8,40	16,42	10,67	9,92	21,88	0,37	1,48	0,00
86,4	83,0	22,0															

Tabela C.6 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L06.

Estágios			FLECHAS														
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	Antes da Protensão		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	0,00
	Depois da Protensão		0,76	0,70	0,48	0,82	0,68	0,62	0,06	0,06	0,12	3,14	-0,72	0,16	0,02	0,20	1,03
5,9	7,0	10,3	1,67	3,31	4,59	2,10	2,56	4,56	0,05	0,41	0,37	10,58	4,39	1,08	0,39	0,23	1,15
10,0	9,6	20,0	1,79	3,34	4,73	2,20	2,89	6,19	0,04	0,48	0,70	10,82	4,83	1,78	0,42	0,23	1,17
13,4	13,0	25,2	3,86	3,37	4,83	2,35	3,20	6,72	0,02	0,67	1,07	11,19	5,18	2,81	0,43	0,23	1,19
15,8	15,3	30,2	3,90	3,41	4,91	2,42	3,50	7,25	0,00	0,86	1,42	11,53	5,49	3,10	0,43	0,23	1,34
18,2	17,5	35,2	3,90	3,44	5,00	2,56	3,90	7,87	-0,02	1,19	1,97	11,93	5,83	3,91	0,45	0,23	1,50
20,4	19,7	40,0	3,93	3,48	5,09	2,74	4,29	8,44	-0,08	1,51	2,51	12,32	6,15	4,64	0,45	0,23	1,50
22,5	21,8	45,6	3,94	3,54	5,23	2,98	4,84	9,30	-0,16	1,97	2,74	12,86	6,63	5,71	0,45	0,23	1,50
26,4	25,7	50,5	4,05	3,67	5,40	3,38	5,51	10,32	-0,54	2,57	3,68	13,49	7,23	6,92	0,47	0,23	1,50
27,5	26,7	55,5	4,11	3,67	5,49	3,73	6,16	11,31	-0,86	3,21	5,62	14,01	7,74	8,14	0,48	0,23	1,53
30,0	29,2	60,0	4,19	3,85	5,63	4,09	7,03	12,65	-1,19	3,91	5,84	14,74	8,47	9,77	0,48	0,23	1,55
32,3	31,4	60,5	4,23	4,00	5,78	4,55	8,04	14,77	-2,61	4,76	8,34	15,60	9,84	11,67	0,48	0,23	1,55
34,6	33,6	70,8															

Tabela C.7 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L07.

Estágios			FLECHAS														
P1E	P1 D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	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	0,00
	Depois da Prot		0,04	0,08	0,12	-0,13	0,08	-0,11	-0,01	-0,01	0,06	-0,40	0,12	0,04	-0,13	-0,02	0,00
5,1	4,5	1,3	0,07	0,02	-0,03	-0,14	-0,07	-0,27	0,02	-0,01	-0,03	-0,35	0,18	0,73	-0,13	-0,07	0,00
10,3	9,3	2,6	0,12	0,01	-0,17	-0,15	-0,24	-0,46	0,07	0,00	-0,11	-0,12	0,43	0,57	-0,13	-0,16	0,00
20,3	18,8	3,9	0,18	0,00	-0,32	-0,14	-0,40	-0,84	0,12	0,00	-0,27	0,17	0,76	0,94	-0,14	-0,27	0,00
25,0	23,4	5,0	0,24	-0,02	-0,46	-0,12	-0,57	-1,17	0,19	-0,03	-0,34	0,44	1,05	1,35	-0,15	-0,37	0,00
30,3	28,6	6,2	0,29	-0,06	-0,58	-0,14	-0,75	-1,54	0,26	-0,01	-0,49	0,74	1,36	1,77	-0,19	-0,47	0,00
32,2	30,3	7,7	0,33	-0,11	-0,73	-0,15	-0,95	-2,00	0,31	-0,01	-0,63	1,11	1,73	2,27	-0,21	-0,61	0,00
36,5	34,5	8,9	0,33	-0,15	-0,80	-0,17	-1,06	-2,23	0,33	-0,01	-0,68	1,27	1,91	2,27	-0,24	-0,67	-0,02
40,0	38,0	9,1	0,37	-0,21	-0,92	-0,18	-1,20	-2,54	0,36	-0,01	-0,78	1,53	2,17	2,53	-0,26	-0,74	-0,03
44,1	46,2	10,4	0,36	-0,28	-1,04	-0,23	-1,40	-2,93	0,41	-0,01	-0,89	1,88	2,50	2,85	-0,29	-1,43	-0,06
52,7	50,5	11,4	0,39	-0,45	-1,25	-0,29	-1,66	-3,42	0,41	-0,11	-1,09	2,27	2,90	3,28	-0,32	-0,93	-0,11
56,0	53,7	12,2	0,49	-0,51	-1,44	-0,33	-2,01	-4,07	0,53	-0,11	-1,31	2,90	3,55	3,80	-0,35	-0,97	-0,17
61,0	58,9	13,1	-2,18	-1,37	-1,81	-2,13	-3,17	-4,78	-0,92	-4,06	-2,69	3,58	4,12	4,43	-0,37	-1,16	-0,23
69,0	65,1	14,0	-2,45	-1,98	-2,07	-3,58	-4,17	-4,98	-3,94	-4,46	-4,64	4,01	4,51	6,00	-0,41	-1,24	-0,29
72,5	68,3	17,1	-2,45	-4,71	-3,42	-8,50	-7,94	-7,18	-10,84	-11,31	-5,08	5,65	5,07	7,69	-0,47	-1,47	-0,40
74,0	69,9	17,7	-8,64	-5,33	-3,76	-8,87	-8,82	-7,72	-12,48	-13,07	-5,10	6,03	5,35	8,14	-0,48	-1,51	-0,45
76,2	72,3	18,0	-9,47	-5,97	-4,13	-8,17	-9,63	-8,01	-16,32	-14,85	-6,12	6,07	5,40	8,63	-0,48	-1,51	-0,45
78,3	74,1	18,6	-10,10	-6,13	-4,28	-8,87	-10,08	-8,42	-16,31	-15,50	-7,85	6,49	5,79	9,06	-0,49	-1,58	-0,49
80,0	75,7	18,9	-11,07	-6,61	-4,69	-10,14	-10,98	-8,95	-18,42	-17,28	-11,24	6,90	6,13	10,04	-0,51	-0,62	-0,51
82,0	77,8	19,7	-13,98	-8,33	-5,58	-14,18	-13,28	-10,47	-21,94	-20,55	-12,85	7,85	7,14	10,90	-0,52	-1,71	-0,57
83,9	79,9	20,2	-14,81	-8,77	-5,75	-14,79	-13,68	-10,82	-23,02	-22,27	-14,61	8,26	7,35	10,96	-0,53	-1,76	-0,60
84,2	85,1	20,5	-15,86	-9,30	-6,23	-16,36	-14,63	-11,43	-25,69	-23,96	-16,93	8,67	7,74	12,61	-0,56	-1,84	-0,61
83,5	87,2	21,1	-17,43	-10,10	-6,67	-18,14	-14,93	-12,20	-26,93	-26,13	-19,91	9,24	8,27	13,40	-0,62	-1,88	-0,68
84,7	88,9	20,7	-19,65	-11,19	-7,11	-20,33	-17,52	-13,29	-31,05	-26,09	-26,54	9,95	8,94	14,15	-0,66	-1,89	-0,71
88,3	91,9	22,5															

Tabela C.8 – Deslocamentos verticais em mm – Modelo L08.

Estágios			FLECHAS																
P1E	P1D	P2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Antes da Protensão			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	0,00	0,00	
Depois da Protensão			0,05	0,17	-0,46	-0,19	-0,29	-0,30	0,03	0,10	0,15	-1,62	0,13	-0,40	0,17	-0,05	-0,17	-0,17	
5,2	4,7	10,0	-0,06	0,00	0,27	0,83	-0,24	-0,25	0,17	0,26	0,60	-1,33	0,29	0,44	0,17	0,00	-0,07	-0,07	
10,0	9,4	20,3	-0,43	0,02	0,18	0,76	-0,70	-1,11	0,17	0,60	1,05	-0,90	0,71	1,55	0,17	-0,26	-0,17	-0,17	
12,4	11,8	25,0	-0,81	0,04	0,11	0,69	-0,97	-1,57	0,22	0,85	1,42	-0,66	0,93	2,14	0,17	-0,26	-0,21	-0,21	
15,3	14,6	30,1	-0,84	0,09	0,02	-0,41	-1,32	-2,10	0,32	1,10	1,88	-0,38	1,19	2,85	0,17	-0,50	-0,29	-0,29	
18,4	17,8	35,2	-0,84	0,15	-0,09	-0,53	-1,70	-1,71	0,27	1,43	2,38	-0,07	1,47	3,63	0,17	-0,60	-0,35	-0,35	
20,0	19,2	40,2	-0,85	0,20	-0,17	-0,68	-2,10	-3,26	0,52	1,77	2,86	0,19	1,72	4,37	0,17	-0,72	-0,37	-0,37	
22,7	21,9	45,0	-0,86	0,26	-0,31	-0,91	-2,67	-4,08	0,70	2,24	3,40	0,57	2,10	5,45	0,17	-0,85	-0,42	-0,42	
25,0	24,2	50,3	-0,87	0,35	-0,44	-1,17	-3,22	-4,89	0,90	2,70	3,60	0,98	2,47	6,50	0,17	-1,00	-0,49	-0,49	
27,3	26,5	55,0	-0,95	0,43	-0,56	-1,47	-3,90	-5,80	1,18	3,27	4,28	1,44	2,87	7,72	0,17	-1,10	-0,54	-0,54	
30,0	29,3	60,7	-1,00	0,53	-0,74	-1,89	-4,75	-8,17	1,57	4,10	5,44	2,06	3,47	9,44	0,17	-1,10	-0,60	-0,60	
32,5	31,8	60,5	-1,00	0,67	-0,90	-2,42	-4,77	-8,73	1,94	4,95	7,75	2,82	4,15	11,40	0,17	-1,62	-0,67	-0,67	
32,0	31,6	69,6	-1,06	0,69	-0,96	-2,83	-4,74	-10,14	2,38	5,95	8,06	3,31	4,59	13,23	0,17	-1,73	-0,72	-0,72	
36,1	35,4	75,0																	
41,5	39,4	78,8																	