

**PUNCIÓNAMENTO EM LAJES LISAS PROTENDIDAS
COM PILARES DE EXTREMIDADE E MOMENTOS
DESBALANCEADOS NAS DUAS DIREÇÕES**

HELDER PONTES GOMES

**TESE DE DOUTORADO 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**

**PUNÇIONAMENTO EM LAJES LISAS PROTENDIDAS COM
PILARES DE EXTREMIDADE E MOMENTOS
DESBALANCEADOS NAS DUAS DIREÇÕES**

HELDER PONTES GOMES

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**PUBLICAÇÃO: E.TD? – 001 A/10
BRASÍLIA/DF: ABRIL – 2010
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA**

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

**PUNIONAMENTO EM LAJES LISAS PROTENDIDAS COM
PILARES DE EXTREMIDADE E MOMENTOS
DESBALANCEADOS NAS DUAS DIREÇÕES**

HELDER PONTES GOMES

**TESE 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 DOUTOR 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)**

**Prof. DÊNIO RAMAN CARVALHO DE OLIVEIRA, DSc (UFPA)
(Examinador Externo)**

**Prof. RONALDO BARROS GOMES, DSc (UFG)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 19 DE ABRIL DE 2010

FICHA CATALOGRÁFICA

HELDER PONTES GOMES	
Puncionamento Em Lajes Lisas Protendidas Com Pilares De Extremidade E Momentos Desbalanceados Nas Duas Direções	
[Distrito Federal] 2010.	
xxviii, 309 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor em Estruturas e Construção Civil, 2010).	
Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Punção	2. Lajes Lisas
3. Pilar de Extremidade	4. Protensão não aderente
5. Momentos desbalanceados	6. <i>Overhang</i>
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Doutor)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GOMES, H. Pontes. (2010). Puncionamento Em Lajes Lisas Protendidas Com Pilares De Extremidade E Momentos Desbalanceados Nas Duas Direções. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD? – 001 A/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 309 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Helder Pontes Gomes.

TÍTULO: Puncionamento Em Lajes Lisas Protendidas Com Pilares De Extremidade E Momentos Desbalanceados Nas Duas Direções. [Distrito Federal] 2010.

GRAU: Doutor

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

Helder Pontes Gomes
Av. Jaime Rios, nº 537, Centro; Timon - MA
CEP: 65631-210
e-mail: hppontes@gmail.com

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

AGREDECIMENTOS

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

A meus pais, irmãos, sobrinhos e amigos, que sempre estiveram ao meu lado dando apoio e incentivo nos momentos de dificuldades e compartilhando alegrias nas conquistas.

Ao Prof. Guilherme Sales Melo pela orientação, incentivo, confiança e cobranças para realização de um bom trabalho.

Ao Prof. Yosiaki Nagato pela inestimável contribuição, orientações, conselhos, amizade e pela constante disposição em ajudar durante todo o período de realização deste trabalho, sempre com seriedade e bom humor.

Ao Amigo Marcos Honorato por tudo. Por toda a compenetrada e fundamental colaboração nos ensaios e análises, todos os ensinamentos de vida aprendidos, todas as músicas compartilhadas, todo o convívio familiar e acolhida; por toda a amizade.

Aos amigos Maurício de Pina, Wellington Andrade e Bernardo Moraes pela ajuda fundamental e espontânea na realização dos ensaios; aos amigos Carlos Luna, Elisandra Medeiros, Fernanda Gouveia, Aarão Ferreira e Marcus Alexandre pelo convívio sempre feliz e agradável, reflexo de amizade construída ao longo dos anos.

Aos demais colegas e professores do PECC pelo convívio salutar.

Aos Amigos Daniel Filho e Acilane Accioly e família pela amizade e acolhida que tento retribuir o quanto merecem.

Aos Amigos-Irmãos e sócios Danilo Prado e Roberto Aguilera pelo incentivo para completar esta jornada e pela amizade fraterna.

Aos colaboradores Adelmo, Leandro, Severino e Xavier dos Laboratórios de Estruturas e Ensaios de Materiais.

Ao CNPq pela ajuda financeira fundamental para a tranquilidade na realização do trabalho.

Fragmento 117

A maioria da gente enferma de não saber dizer o que vê e o que pensa. Dizem que não há nada mais difícil do que definir em palavras uma espiral: é preciso, dizem, fazer no ar, com a mão sem literatura, o gesto, ascendentemente enrolado em ordem, com que aquela figura abstracta das molas ou de certas escadas se manifesta aos olhos. Mas, desde que nos lembremos que dizer é renovar, definiremos sem dificuldade uma espiral: é um círculo que sobe sem nunca conseguir acabar-se. A maioria da gente, sei bem, não ousaria definir assim, porque supõe que definir é dizer o que os outros querem que se diga, que não o que é preciso dizer para definir. Direi melhor: uma espiral é um círculo virtual que se desdobra a subir sem nunca se realizar: Mas não, a definição ainda é abstracta. Buscarei o concreto, e tudo será visto: uma espiral é uma cobra sem cobra enroscada verticalmente em coisa nenhuma.

Toda a literatura consiste num esforço para tornar a vida real. Como todos sabem, ainda quando agem sem saber, a vida é absolutamente irreal, na sua realidade directa; os campos, as cidades, as ideias, são coisas absolutamente fictícias, filhas da nossa complexa sensação de nós mesmos. São intransmissíveis todas as impressões salvo se as tornarmos literárias. As crianças são muito literárias porque dizem como sentem e não como deve sentir quem sente segundo outra pessoa. Uma criança, que uma vez ouvi, disse, querendo dizer que estava à beira de chorar, não «Tenho vontade de chorar», que é como diria um adulto, isto é, um estúpido, senão isto: «Tenho vontade de lágrimas». E esta frase, absolutamente literária, a ponto de que seria afectada num poeta célebre, se ele a pudesse dizer, refere absolutamente a presença quente das lágrimas a romper das pálpebras conscientes da amargura líquida. «Tenho vontade de lágrimas!» Aquela criança pequena definiu bem a sua espiral.

Fernando Pessoa.

RESUMO

PUNÇIONAMENTO EM LAJES LISAS PROTENDIDAS COM PILARES DE EXTREMIDADE E MOMENTOS DESBALANCEADOS NAS DUAS DIREÇÕES

Autor: Helder Pontes Gomes

Orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

São apresentados neste trabalho resultados experimentais dos ensaios de dezesseis modelos locais de ligação laje lisa protendida-pilar de extremidade. Buscou-se por meio desses ensaios avaliar a influência da relação do momento fletor M/V (momento fletor nas duas direções ortogonais dividido pela força cortante), da relação C_1/d (dimensão perpendicular do pilar dividida pela altura útil da laje), da presença de *overhang* e do nível de protensão na resistência à punção. Foram realizadas também comparações entre os resultados experimentais e as previsões da NBR 6118:2003 e de outras duas normas: ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001.

As análises realizadas indicaram que o acréscimo de tensão nos cabos está associado ao tipo de carregamento aplicado. As deformações das barras da armadura passiva foram bastante influenciadas pelo tipo de carregamento, embora esta influência tenha se concentrado nas faixas do pilar, mais precisamente na região próxima a este. As deformações da superfície inferior das lajes dos modelos sofreram 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 o ACI 318M-02 (média: 2,90) apresentou o desempenho mais conservador dentre todas as outras normas avaliadas. Este elevado conservadorismo se deve ao fato desta norma ter em sua formulação limitações para o cálculo à punção, em especial em pilares de extremidade. O EUROCODE 2:2001, com média igual a 1,60, foi o texto oficial menos conservador. A norma brasileira (média: 2,46) obteve resultados bastantes conservadores, principalmente para o caso de transferências de momentos em duas direções. Todas as normas analisadas mostraram-se não estarem ajustadas para relação C_1/d maior que 2,0, apenas o EUROCODE 2:2001 se mostrou capaz de boas previsões de carga de ruptura para os casos da contribuição do *overhang* na tensão resistente para ligações laje/pilar de borda com transferência de momentos em duas direções ortogonais. As modificações propostas se mostraram adequadas para a previsão de cargas de ruptura nos casos ensaiados, reduzindo o conservadorismo e tronando, principalmente nos casos do ACI 318M-02 (média: 1,32) e da NBR 6118:2003 (média: 1,37), as formulações mais homogêneas e próximas do fenômeno observado.

ABSTRACT

PUNSHING IN POST TENSIONED FLAT SLABS-EDGE COLUMN CONNECTIONS WITH UNBALECED MOMENTS ON BOTH ORTOGONAL DIRECTIONS

Author: Helder Pontes Gomes

Supervisor: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Sixteen local post-tensioned flat slab-edge column connections with unbonded tendons were tested and analyzed in this work. The intent was evaluate the influence of the bending moment/shear force (M/V), C_1/d relation, the level of post tension, the presence of overhang and the moment transfer on both ortogonal directions in the pushing shear resistance in those connections. Were made comparisons of those results with analytical predictions established by NBR 6118:2003 and two others international codes: ACI 318M-02 and EUROCODE 2:2001; and modifications was proposed to improve those performances.

The analysis of the tension of the tendons shows that increase of the tensions during the test is directly related with the applied load. Instrumented bars of the reinforcement showed that the applied loads have much influence on deformations and that the pushing shear phenomenon is restricted to areas closer to the column. 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 ACI 318M-02 (average: 2,90) was the more conservative code among those studied. This high conservatism happens because of the restrictions that the American code imposes to calculation of the slab-edge columns connections. The code that had better performance for connections tested was EUROCODE 2:2001 (average: 1,60). The Brazilian code, NBR 6118:2003, was fairly conservative (average: 2,46), particularly in the cases with moment transfer on both orthogonal directions. All codes analyzed are not be adjusted to range of C_1/d larger than 2,0 and only EUROCODE 2:2001 achieved god results on predict the failure load in cases of the contribution of the overhang to the pushing shear resistance and when the connection was submitted to moment transfer in both orthogonal directions. The proposed modifications on the codes' formulations were successful to predict the failure load, reducing the conservatism and, especially to ACI 318M-02 (average: 1,32) and NBR 6118:2003 (average: 1,37), leading the formulations to be more homogeneous and closer to the observed phenomenon.

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – OBJETIVOS.....	2
1.2 – METODOLOGIA	3
1.3 – ESTRUTURA DO TRABALHO.....	4
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 - HISTÓRICO DA UTILIZAÇÃO DAS LAJES LISAS E DO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO.....	5
2.2 – PESQUISAS RELACIONADAS AO ESTUDO REALIZADO.....	9
2.2.1 - Pesquisas realizadas no exterior	9
2.2.2 – Pesquisas experimentais realizadas no Brasil.....	16
2.2.2.1 – Pesquisa realizada na Escola de Engenharia de São Carlos – USP.....	16
2.2.2.2 – Pesquisas realizadas na Universidade de Brasília – UnB	19
2.3 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	28
2.3.1 – NBR 6118 : 2003 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento	28
2.3.1.1 – Cálculo da tensão solicitante	29
2.3.1.2 – Cálculo da tensão resistente	30
2.3.2 – EUROCODE 2:2001 Design of concrete structures.....	33
2.3.2.1 - Verificação no perímetro do pilar ou área carregada	34
2.3.2.2 - Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento.....	34
2.3.2.3 – Cálculo da tensão atuante.....	35
2.3.2.4 – Cálculo da tensão resistente:	36
2.3.3 – ACI 318M-02 Building Code For Structural Concrete	37
2.3.3.1 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por cisalhamento em uma direção	38
2.3.3.2 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção (cisalhamento em duas direções).....	39
3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	46
3.1 – INTRODUÇÃO	46
3.2 – DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	47
3.2.1 – Características básicas dos modelos	47
3.2.2 – Armadura Passiva	50
3.2.3 – Armadura ativa	55

3.2.4 – Instrumentação.....	61
3.2.5 – Formas e concretagem das lajes dos modelos.....	70
3.2.6 – Detalhes Construtivos	75
3.2.7 – Procedimento de ensaio	76
4 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	87
4.1 – CONCRETO.....	87
4.2 – ARMADURA PASSIVA NEGATIVA	90
4.3 – ARMADURA ATIVA	91
4.4 – PROTENSÃO DOS MODELOS E PERDAS IMEDIATAS.....	92
4.5 – VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DURANTE O ENSAIO	109
4.6 – DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PASSIVA NEGATIVA.....	121
4.7 – DEFORMAÇÕES DO CONCRETO	133
4.8 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS	142
5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	180
5.1 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS	183
5.1.1 – Análise do Grupo 1 – Sem Overhang	183
5.1.1.1 – Modelos L01 e L02	183
5.1.1.2 – Modelos L03 e L04	186
5.1.1.3 – Modelos L02 e L04	189
5.1.2 – Análise do Grupo 2 – Com Overhang	192
5.1.2.1 – Modelos L05 e L06	192
5.1.2.2 – Modelos L07 e L08	195
5.1.2.3 – Modelos L05 e L07	197
5.1.2.4 – Modelos L06 e L08	199
5.1.3 – Análise do Grupo 3 – Sem e com Overhang	201
5.1.3.1 – Modelos L01 e L06	201
5.1.4 – Análise do Grupo 4 – Com $P_2 = 40,0$ kN.....	204
5.1.5 – Análise do Grupo 5 – Com $P_2 = 0,0$ kN.....	207
5.1.6 – Análise do Grupo 6 – Sem ou com a presença de P_2	210
5.1.7 – Modos de ruptura dos modelos ensaiados.....	212

6 – COMPARAÇÕES ENTRE AS TENSÕES ÚLTIMAS SOLICITANTES E AS TENSÕES RESISTENTES ESTIMADAS PELAS NORMAS E PROPOSTAS PARA O CÁLCULO À PUNÇÃO DE LIGAÇÕES LAJE-PILAR DE EXTREMIDADE.	215
6.1 – INTRODUÇÃO	215
6.2 – PROPOSTAS DE ADAPTAÇÃO DAS NORMAS	217
6.3 – 1ª SÉRIE – MODELOS COM CARREGAMENTO DAS LAJES COM EXCENTRICIDADE APENAS NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À BORDA.	218
6.3.1 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o ACI 318M-02.	224
6.3.2 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o EUROCODE 2:2001.	229
6.3.3 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para a NBR 6118:2003.	235
6.3.4 – Comparação entre as normas e propostas analisadas para os modelos da 1ª Série.	242
6.4 – 2ª SÉRIE – MODELOS COM CARREGAMENTO DAS LAJES COM EXCENTRICIDADE EM DUAS DIREÇÕES ORTOGONAIS À BORDA.....	245
6.4.1 – Proposta de modificação na consideração do perímetro crítico adotado pela NBR 6118 em casos de transferência de momentos em duas direções.....	250
6.4.2 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o ACI 318M-02.	253
6.4.3 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o EUROCODE 2:2001.	257
6.4.4 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições da NBR 6118:2003.....	260
6.4.5 – Comparação entre as normas e propostas analisadas para os modelos da 2ª Série.	263
7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	267
7.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	267
7.2 – CONCLUSÕES	267
7.2.1 – Comportamento das lajes dos modelos	267
7.3 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	273
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	275
APÊNCIES	
A – CÁLCULOS E ATIVIDADES PRECEDENTES AO PROGRAMA EXPERIMENTAL	279
A.1 – CÁLCULO DA CARGA ÚLTIMA ESTIMADA DE PUNÇÃO DE ACORDO COM NORMAS ESTUDADAS	279

A.1.1 – Cálculo da carga de ruptura à punção pelo ACI 318M-02.....	279
A.1.2 – Cálculo da carga de ruptura à punção pelo EUROCODE 2:2001.....	285
A.1.3 – Cálculo da carga de ruptura à punção pela NBR 6118:2003	289
A.2 – CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE	293
B – CONFECÇÃO E CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA DE MONITORAMENTO DOS CABOS DE PROTENSÃO	299

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – “Modelo Sueco” de Kinnunen e Nylander – apud Cordovil (1997).....	7
Figura 2.2 – Seção da ruptura à punção adotada pelo CEB-FIP/90.....	7
Figura 2.3 – Momento torçor na borda da laje – MacGregor (1992).....	9
Figura 2.4 – Disposição dos cabos – DILGER e SHATILA (1989).....	10
Figura 2.5 – Disposição dos cabos – Foutch, Gamble e Sunidja (1990).....	12
Figura 2.6 – Pontos de aplicação de carga – Foutch, Gamble e Sunidja (1990).....	12
Figura 2.7– Modelo global ensaiado por Gardner e Rezai (1998).....	14
Figura 2.8 – Modelo ensaiado por TAKEYA (1983).....	17
Figura 2.9 – Lajes e pontos de carregamento – VILLAVERDE (2008).....	20
Figura 2.10 – Armadura passiva superior e inferior – VILLAVERDE (2008).....	21
Figura 2.11 – Armadura ativa – VILLAVERDE (2008).	21
Figura 2.12 – Lajes do Programa Experimental de Souza (2008) – Disposição dos furos e carregamento aplicado.....	25
Figura 2.13 – Barra dobrada da armadura de cisalhamento de SOUZA (2008).....	26
Figura 2.14 – Seção crítica e seção crítica reduzida para pilares de borda segundo a NBR 6118:2003.....	28
Figura 2.15 – Perímetro a ser considerado no cálculo de ϕ_{pd}	32
Figura 2.16 – Perímetros Críticos adotados pelo EUROCODE 2:2001.	33
Figura 2.17 – Seções Críticas adotadas pelo ACI 318M-02.	38
Figura 2.18 – Variação linear de tensões assumida para uma ligação laje/pilar de borda.	41
Figura 2.19 – Seção crítica para pilares de borda – MacGregor (1992).	44
Figura 2.20 – Perímetro a ser considerado no cálculo de V_p	45
Figura 3.1 – Disposição dos cabos em um pavimento completo de laje lisa protendida.	46
Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio.	49
Figura 3.3 – Armadura passiva negativa de flexão dos modelos estudados.	51
Figura 3.4 – Armadura passiva inferior de flexão para todas as lajes dos modelos, com e sem overhang.	52
Figura 3.5 – Detalhamento da armadura passiva dos modelos.	53
Figura 3.6 – Detalhamento da armadura dos pilares.	55
Figura 3.7 – Monocordoalha engraxada – CAUDURO (1997).	55
Figura 3.8 – Disposição da armadura ativa em planta.	56
Figura 3.9 – Numeração dos cabos dos modelos	58
Figura 3.10 – Vistas dos modelos com a armadura ativa de perfil parabólico.	58
Figura 3.11– Aspecto final das armaduras passiva e ativa dos modelos.....	61

Figura 3.12 – Extensômetro colado em barra da armadura passiva.....	62
Figura 3.13 – Disposição dos extensômetros nas barras da armadura passiva de flexão.	62
Figura 3.14 – Proteção isolante dos extensômetros com resina epóxi.	64
Figura 3.15 – Proteção mecânica dos extensômetros com silicone.	64
Figura 3.16 – Proteção final dos extensômetros com fita isolante.....	64
Figura 3.17 – Disposição dos extensômetros colados na face inferior da laje.....	65
Figura 3.18 – Posicionamento dos defletômetros em várias partes do modelo.	66
Figura 3.19 – Célula de carga empregada na ancoragem passiva.....	68
Figura 3.20 – Sistema de aquisição de dados durante ensaio.....	69
Figura 3.21 – Indicadores para acompanhamento dos passos de carga durante ensaio.	69
Figura 3.22 – Localização das células de carga para medição dos carregamentos.....	70
Figura 3.23 – Formas dos modelos locais.	70
Figura 3.24 – Teste do abatimento do tronco de cone.	72
Figura 3.25 – Lançamento e adensamento do concreto.	72
Figura 3.26 – Moldagem dos corpos de prova.	73
Figura 3.27 – Acabamento e aspecto final dos modelos após a concretagem.	73
Figura 3.28 – Acabamento e aspecto final dos modelos após a concretagem – Continuação.	74
Figura 3.29 – Vistas do pilar inferior do modelo L10 antes da recuperação com graute.	75
Figura 3.30 – Içamento e transporte dos modelos por meio de cabos de aço fixados em ganchos.....	75
Figura 3.31 – Canos de PVC fixados nas formas.....	76
Figura 3.32 – Pórtico de ensaios antes das modificações implementadas.	77
Figura 3.33 – Pórtico após a execução do reforço.	77
Figura 3.34 – Posicionamento do modelo no pórtico de ensaio.....	78
Figura 3.35 – Restrições metálicas nas extremidades do pilar.....	79
Figura 3.36 – Locação dos pontos de carga nos modelos locais de ensaios.	79
Figura 3.37 – Macacos hidráulicos de aplicação de cargas.....	80
Figura 3.38 – Bombas hidráulicas de aplicação de cargas.....	81
Figura 3.39 – Viga de distribuição das cargas P1.	81
Figura 3.40 – Rótula para aplicação da carga P2.	82
Figura 3.41 – Equipamentos empregados na protensão – VILLAVERDE (2008).....	83
Figura 3.42 – Esquema de protensão – VILLAVERDE (2008).	83
Figura 3.43 – Detalhamento das ancoragens ativa e passiva.	84
Figura 3.44– Sistema de protensão.	84
Figura 3.45 – Sistema de válvulas de ajuste fino.	86

Figura 4.1 – Ensaio dos prismas de graute aplicado nos modelos L10 e L14.....	89
Figura 4.2 – Gráfico de caracterização do aço utilizado na confecção dos modelos de ligação laje-pilar de extremidade.....	90
Figura 4.3 – Fotos da realização dos ensaios de caracterização do aço utilizado na confecção dos modelos de ligação laje-pilar de extremidade.	91
Figura 4.4 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L01.....	93
Figura 4.5 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L02.....	94
Figura 4.6 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L03.....	95
Figura 4.7 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L04.....	96
Figura 4.8 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L05.....	97
Figura 4.9 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L06.....	98
Figura 4.10 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L07.....	99
Figura 4.11 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L08.....	100
Figura 4.12 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L09.....	101
Figura 4.13 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L10.....	102
Figura 4.14 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L11.....	103
Figura 4.15 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L12.....	104
Figura 4.16 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L13.....	105
Figura 4.17 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L14.....	106
Figura 4.18 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L15.....	107
Figura 4.19 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L16.....	108
Figura 4.20 – Numeração dos cabos dos modelos.	110
Figura 4.21 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L01.....	110
Figura 4.22 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L02.....	111
Figura 4.23 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L03.....	111
Figura 4.24 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L04.....	112
Figura 4.25 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L05.....	112
Figura 4.26 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L06.....	113
Figura 4.27 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L07.....	113
Figura 4.28 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L08.....	114
Figura 4.29 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L09.....	114
Figura 4.30 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L10.....	115
Figura 4.31 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L11.....	115
Figura 4.32 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L12.....	116
Figura 4.33 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L13.....	116
Figura 4.34 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L14.....	117

Figura 4.35 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L15.....	117
Figura 4.36 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L16.....	118
Figura 4.37 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L01.....	122
Figura 4.38 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L02.....	122
Figura 4.39 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L03.....	123
Figura 4.40 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L04.....	123
Figura 4.41 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L05.....	124
Figura 4.42 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L06.....	124
Figura 4.43 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L07.....	125
Figura 4.44 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L08.....	125
Figura 4.45 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L09.....	126
Figura 4.46 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L10.....	126
Figura 4.47 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L11.....	127
Figura 4.48 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L12.....	127
Figura 4.49 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L13.....	128
Figura 4.50 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L14.....	128
Figura 4.51 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L15.....	129
Figura 4.52 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L16.....	129
Figura 4.53 – Deformações nas barras localizadas nas faces dos pilares do Modelo L13.....	131
Figura 4.54 – Deformações nas barras localizadas nas faces dos pilares do Modelo L14.....	131
Figura 4.55 – Deformações nas barras localizadas nas posições 20 e 40c do Modelo L15.....	132
Figura 4.56 – Deformações nas barras localizadas nas posições 20 e 40 do Modelo L16.....	132
Figura 4.57 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L01.	133
Figura 4.58 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L02.	134
Figura 4.59 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L03.	134
Figura 4.60 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L04.	135
Figura 4.61 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L05.	135
Figura 4.62 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L06.	136
Figura 4.63 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L07.	136
Figura 4.64 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L08.	137
Figura 4.65 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L09.	137
Figura 4.66 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L10.	138
Figura 4.67 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L11.	138
Figura 4.68 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L12.	139
Figura 4.69 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L13.	139

Figura 4.70 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L14.	140
Figura 4.71 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L15.	140
Figura 4.72 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L16.	141
Figura 4.73 – Posicionamento dos defletômetros nas lajes dos modelos.....	142
Figura 4.74 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L01.	143
Figura 4.75 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L02.	143
Figura 4.76 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L03.	144
Figura 4.77 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L04.	144
Figura 4.78 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L05.	145
Figura 4.79 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L06.	145
Figura 4.80 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L07.	146
Figura 4.81 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L08.	146
Figura 4.82 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L09.	147
Figura 4.83 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L10.	147
Figura 4.84 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L11.	148
Figura 4.85 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L12.	148
Figura 4.86 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L13.	149
Figura 4.87 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L14.	149
Figura 4.88 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L15.	150
Figura 4.89 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L16.	150
Figura 4.90 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L01.	151
Figura 4.91 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L02.	151
Figura 4.92 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L03.	152
Figura 4.93 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L04.	152
Figura 4.94 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L05.	153
Figura 4.95 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L06.	153
Figura 4.96 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L07.	154
Figura 4.97 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L08.	154
Figura 4.98 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L09.	155
Figura 4.99 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L10.	155
Figura 4.100 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L11.	156
Figura 4.101 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L12.	156
Figura 4.102 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L13.	157
Figura 4.103 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L14.	157
Figura 4.104 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L15.	158

Figura 4.105 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L16.....	158
Figura 4.106 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L01.	159
Figura 4.107 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L02.	160
Figura 4.108 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L03.	160
Figura 4.109 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L04.	161
Figura 4.110 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L05.	161
Figura 4.111 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L06.	162
Figura 4.112 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L07.	162
Figura 4.113 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L08.	163
Figura 4.114 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L09.	163
Figura 4.115 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L10.	164
Figura 4.116 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L11.	164
Figura 4.117 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L12.	165
Figura 4.118 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L13.	165
Figura 4.119 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L14.	166
Figura 4.120 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L15.	166
Figura 4.121 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L16.	167
Figura 4.122 – Deslocamentos do defletômetro D10 para todos os modelos.....	168
Figura 4.123 – Deslocamentos do defletômetro D11 para todos os modelos.....	169
Figura 4.124 – Deslocamentos do defletômetro D12 para todos os modelos.....	170
Figura 4.125 – Ruptura da laje do Modelo L01 – P1/P2 = 0,5.	171
Figura 4.126 – Ruptura da laje do Modelo L02 – P1/P2 = 0,5.	171
Figura 4.127 – Ruptura da laje do Modelo L03 – P1/P2 = 4,0.	172
Figura 4.128 – Ruptura da laje do Modelo L04 – P1/P2 = 0,5.	172
Figura 4.129 – Ruptura da laje do Modelo L05 – P1/P2 = 4,0.	173
Figura 4.130 – Ruptura da laje do Modelo L06 – P1/P2 = 0,5.	173
Figura 4.131 – Ruptura da laje do Modelo L07 – P1/P2 = 4,0.	174
Figura 4.132 – Ruptura da laje do Modelo L08 – P1/P2 = 0,5.	174
Figura 4.133 – Ruptura da laje do Modelo L09 – P1D/P1E = 2,0; P2 = 40,0 MPa.....	175
Figura 4.134 – Ruptura da laje do Modelo L10 – P1D/P1E = 4,0; P2 = 40,0 MPa.....	175
Figura 4.135 – Ruptura da laje do Modelo L11 – P1D/P1E = 2,0; P2 = 0,0 MPa.....	176
Figura 4.136 – Ruptura da laje do Modelo L12 – P1D/P1E = 4,0; P2 = 0,0 MPa.....	176
Figura 4.137 – Ruptura da laje do Modelo L13 – P1D/P1E = 4,0; P2 = 0,0 MPa.....	177
Figura 4.138 – Ruptura da laje do Modelo L14 – P1D/P1E = 2,0; P2 = 40,0 MPa.....	177
Figura 4.139 – Ruptura da laje do Modelo L15 – P1D/P1E = 2,0; P2 = 0,0 MPa.....	178

Figura 4.140 – Ruptura da laje do Modelo L16 – P1D/P1E = 4,0; P2 = 40,0 MPa.....	178
Figura 5.1– Resumo das características dos modelos.	182
Figura 5.2 – Fissuras na face da borda da ligação dos modelos L01 e L02.	185
Figura 5.3 – Padrão de fissuração do modelo L04.....	187
Figura 5.4 – Efeito de torção na ligação laje/pilar do modelo L12.....	209
Figura 5.5 – Zona comprimida dos pilares dos modelos L13 e L14.....	211
Figura 5.6 – Carga última, V_u , versus momento último M_u1 para todos os modelos.....	212
Figura 5.7 – Carga última, V_u , versus momento último M_u1' para todos os modelos.	213
Figura 6.1 – Momento torçor na borda da laje – MacGregor (1992).....	218
Figura 6.2 – Mapa de fissuração das lajes dos modelos da primeira série de ensaios.	220
Figura 6.3 – Distribuição das tensões devido aos esforços de torção em ligações laje lisa-pilar de borda - Park e Choi (2006).	222
Figura 6.4 – Distribuição das tensões devido aos esforços de torção em ligações laje lisa-pilar de borda.....	223
Figura 6.5 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_n , pelo ACI para os modelos da 1ª série.....	226
Figura 6.6 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_n , pelo ACI1 para os modelos da 1ª série.....	227
Figura 6.7 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_n , pelo ACI2 para os modelos da 1ª série.....	228
Figura 6.8 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_{Rc} , pelo EC2 para os modelos da 1ª série.....	232
Figura 6.9 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_{Rc} , pelo EC21 para os modelos da 1ª série.....	233
Figura 6.10 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_{Rc} , pelo EC21 para os modelos da 1ª série.	234
Figura 6.11 – Reação de Apoio e Momento de Carregamento em seus pontos de aplicação.....	236
Figura 6.12 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR para os modelos da 1ª série.	239
Figura 6.13 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR1 para os modelos da 1ª série.	240
Figura 6.14 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR2 para os modelos da 1ª série.	241
Figura 6.15 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 1ª série de ensaios.	244
Figura 6.16 – Mapa de fissuração das lajes dos modelos da segunda série de ensaios.....	247
Figura 6.17– Zona comprimida dos pilares L13 e L14 e prolongamento da linha da zona comprimida até o perímetro crítico.	248

Figura 6.18 – Distribuição das tensões em perímetro crítico de pilar de borda submetido a excentricidade de carregamento nas duas direções pela NBR 6118:2003.	249
Figura 6.19 – Perímetro crítico e perímetros críticos reduzidos para pilares de borda.	251
Figura 6.20 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_n , pelo ACI para os modelos da 2ª série.	254
Figura 6.21 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_n , pelo ACI para os modelos da 2ª série.	255
Figura 6.22 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_n , pelo ACI para os modelos da 2ª série.	256
Figura 6.23 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_{Rc} , pelo EC2 para os modelos da 2ª série.	258
Figura 6.24 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, v_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, v_{Rc} , pelo EC2 ¹ para os modelos da 2ª série.	259
Figura 6.25 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR para os modelos da 2ª série.	261
Figura 6.26 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR ¹ para os modelos da 2ª série.	262
Figura 6.27 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 2ª série de ensaios.	265
Figura 7.1 – Superfície da laje do modelo após a ruptura.	270
Figura A.1 – Largura efetiva de transmissão de momento para o pilar de extremidade.	293
Figura A.2 – Diagrama simplificado de forças na ruptura por flexão – Villaverde (2008).	294
Figura A.3 – Diagrama de Domínios de deformações no Estado Limite Último – Villaverde (2008).	296
Figura A.4 – Extensômetros colados nos cilindros metálicos vazados.	299
Figura A.5 – Fiação da ponte completa e proteção final da célula de carga.	300
Figura A.6 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP1.	301
Figura A.7 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP2.	302
Figura A.8 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP3.	303
Figura A.9 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP4.	304
Figura A.10 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP5.	305
Figura A.11 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP6.	306
Figura A.12 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP7.	307
Figura A.13 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP8.	308
Figura A.14 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP9.	309

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Carga e Modo de ruptura das ligações – DILGER e SHATILA (1989).	11
Tabela 2.2 - Cargas de ruptura para os modelos de ensaios de Takeya (1983).	18
Tabela 2.3 – Relação das cargas para os modelos ensaiados – VILLAVERDE (2008).	22
Tabela 2.4 – Valores de K1:	30
Tabela 2.5 - Valores de k:	35
Tabela 3.1 – Dimensões e variáveis de cada modelo ensaiado	48
Tabela 3.2 – Resumo das armaduras passiva.	54
Tabela 3.3 – Cotas verticais dos cabos de protensão dos modelos (mm).	60
Tabela 3.4 – Traço e quantidades de material gasto para 1 m ³ de concreto.	71
Tabela 4.1 – Resultados experimentais de caracterização do concreto da primeira série.	87
Tabela 4.2 – Resultados experimentais de caracterização do concreto da segunda série.	88
Tabela 4.3 – Resultados de ensaio do graute de recuperação dos modelos L10 e L14.	89
Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas das monocordalhas.	91
Tabela 4.5 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L01.	92
Tabela 4.6 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L02.	94
Tabela 4.7 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L03.	95
Tabela 4.8 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L04.	96
Tabela 4.9 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L05.	97
Tabela 4.10 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L06.	98
Tabela 4.11 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L07.	99
Tabela 4.12 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L08.	100
Tabela 4.13 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L09.	101
Tabela 4.14 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L10.	102
Tabela 4.15 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L11.	103
Tabela 4.16 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L12.	104
Tabela 4.17 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L13.	105
Tabela 4.18 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L14.	106
Tabela 4.19 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L15.	107
Tabela 4.20 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L16.	108
Tabela 4.21 – Resumo das perdas imediatas nas duas direções para todos os modelos.	109
Tabela 4.22 – Variação média da força de protensão nos cabos paralelos à borda da ligação durante o ensaio.	119
Tabela 4.23 – Variação média da força de protensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação durante o ensaio.	120
Tabela 5.1 – Grupos e seus parâmetros analisados.	181
Tabela 5.2 – Relação M/V, cargas e modos de ruptura de todos os modelos (1).	214
Tabela 6.1 – Parâmetros analisados nos modelos.	216
Tabela 6.2 – Relações M/V empregadas no cálculo das normas.	217
Tabela 6.3 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI para os modelos da 1ª Série.	225
Tabela 6.4 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI1 para todos os modelos.	227
Tabela 6.5 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI2 para todos os modelos.	228
Tabela 6.6 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2 para os modelos da 1ª Série.	231
Tabela 6.7 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC21 para os modelos da 1ª Série.	232
Tabela 6.8 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC22 para os modelos da 1ª Série.	233
Tabela 6.9 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR para os modelos da 1ª Série.	238
Tabela 6.10 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR1 para os modelos da 1ª Série.	239
Tabela 6.11 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR2 para os modelos da 1ª Série.	240

Tabela 6.12 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 1ª série de ensaios.	243
Tabela 6.13 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI para os modelos da 2ª Série.	254
Tabela 6.14 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI ¹ para os modelos da 2ª Série.	255
Tabela 6.15 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI ² para os modelos da 2ª Série.	256
Tabela 6.16 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2 para os modelos da 2ª Série.	258
Tabela 6.17 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2 ¹ para os modelos da 2ª Série.	259
Tabela 6.18 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR para os modelos da 2ª Série.	261
Tabela 6.19 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR ¹ para os modelos da 2ª Série.	262
Tabela 6.20 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 2ª série de ensaios.	264
Tabela A.1 – Valores das cargas últimas estimadas pelo ACI.	283
Tabela A.2 – Valores das cargas últimas estimadas pelo ACI1.	285
Tabela A.3 – Valores das cargas últimas estimadas pelo EUROCODE 2:2001.	289
Tabela A.4 – Valores das cargas últimas estimadas pela NBR 6118:2003.	292
Tabela A.5 – Estimativa das cargas de ruptura por flexão e dos modos de ruptura para todas as lajes dos modelos.	298
Tabela A.6 – Dados da calibração da célula de carga CP1.	301
Tabela A.7 – Dados da calibração da célula de carga CP2.	302
Tabela A.8 – Dados da calibração da célula de carga CP3.	303
Tabela A.9 – Dados da calibração da célula de carga CP4.	304
Tabela A.10 – Dados da calibração da célula de carga CP5.	305
Tabela A.11 – Dados da calibração da célula de carga CP6.	306
Tabela A.12 – Dados da calibração da célula de carga CP7.	307
Tabela A.13 – Dados da calibração da célula de carga CP8.	308
Tabela A.14 – Dados da calibração da célula de carga CP9.	309

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;

b_e - largura colaborante da laje para o cálculo do momento resistente;

C_1/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;

c_{CB} - distância do eixo perpendicular à borda da ligação do perímetro crítico à lateral deste;
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;

$J_{c1 e 2}$ - momento polar de inércia da seção crítica nas direções perpendicular e paralela à borda da ligação, respectivamente;

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_{sd1} - momento de cálculo perpendicular à borda da ligação;

M_{sd2} - momento de cálculo paralelo à borda da ligação;

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;

M_{u2} - momento desbalanceado na direção paralelo 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 frontal da laje);

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

P_{1u} e P_{2u} - cargas últimas de ensaio;
 P_{1D} e P_{1E} - cargas aplicadas nos pontos de carga P_1 na segunda série de ensaios;
 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_l - 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, apresentam grandes vantagens em relação ao sistema convencional de lajes apoiadas sobre vigas, ou variações desse sistema. 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: 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.

Há a necessidade de estudos para a otimização do elemento de laje com o objetivo de tornar a execução deste componente estrutural mais econômica. Fatores como a retirada de escoramento e resistência do concreto definem a velocidade de execução de uma estrutura.

Quando se opta por trabalhar com sistemas estruturais em lajes lisas, há de se enfrentar alguns problemas de projeto, dentre eles três são: pequena rigidez às ações laterais, deslocamentos transversais excessivos e a punção na laje em torno 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.

O uso de protensão exige o emprego de concreto com maiores resistências, abrindo-se então a possibilidade de aumentar a velocidade de execução da estrutura. A protensão colabora também com a possibilidade de construção de vãos maiores e maior controle de flechas e fissuração.

A punção na laje na região do pilar, que é o principal tema deste trabalho, pode ser combatida com o aumento da espessura da laje em torno do pilar ou com o aumento da área do pilar em contato com a 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 transversal para combater a punção também tem se mostrado uma boa solução. O emprego da protensão pode reduzir a força cisalhante em redor dos pilares através das componentes vertical e horizontal

das forças de protensão, podendo proporcionar a diminuição da seção transversal dos pilares e/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 maiores. Os cabos criam um carregamento artificial oposto ao carregamento externo, que pode ser parcial ou totalmente balanceado. Por meio da disposição (perfil) dos cabos e do nível de protensão (quantidade e espaçamento entre os cabos), 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. O emprego de sistemas de protensão usando monocordoalhas não aderentes é mais rápido em comparação com sistemas com cordoalhas aderentes, pois elimina a etapa de injeção de grout ou nata de cimento, tem perdas de protensão menores, permite maiores excentricidades e maior rapidez na execução. Outra vantagem é que a graxa, presente na bainha, aumenta a proteção do cabo contra corrosão.

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 extremidade por meio de estudo basicamente experimental.

Dar continuidade aos estudos do fenômeno de punção iniciados na Universidade de Brasília como, por exemplo, CORRÊA (2001), ALVES (2002), CARVALHO (2005), SILVA (2005), MIRANDA (2008), VILLAVERDE (2008), entre outros, cujos trabalhos tiveram temas afins a este.

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_1/d (dimensão do pilar perpendicular à borda dividida pela altura útil da laje) e do nível de protensão na resistência à punção para o cálculo da ligação laje/pilar de borda em lajes protendidas.
- Avaliar a influência da transferência de momento desbalanceado em relação ao eixo perpendicular à borda da ligação que passa pelo centro de gravidade do pilar.
- Analisar, comparar e confrontar os resultados experimentais com as previsões analíticas estabelecidas pela NBR 6118:2003 e por algumas normas internacionais de referência, sendo estas o ACI 318M-02 e o EUROCODE2.

1.2 – METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho foram confeccionados dezesseis modelos locais de ligações laje/pilar, variando-se características geométricas (seção dos pilares, localização do pilar na ligação – presença de *overhang* e taxa de armadura ativa) de alguns dos modelos. Estes modelos foram ensaiados até a ruptura, submetidos a seis tipos de carregamentos: $P1/P2 = 0,5$; $P1/P2 = 4,0$; $P1_E/P1_D = 2,0$, com $P2 = 40$ kN; $P1_D/P1_E = 4,0$, com $P2 = 40$ kN; $P1_D/P1_E = 2,0$, com $P2 = 0$ kN e $P1_D/P1_E = 2,0$, com $P2 = 0$ kN.

Em seguida foram analisados os resultados de cada modelo, buscando avaliar o comportamento estrutural destes sob atuação de carregamentos variados. Por fim, os resultados experimentais obtidos foram comparados 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 sete 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 e todas as etapas e procedimentos realizados na preparação e execução dos mesmos.

No Capítulo 4 serão apresentados os resultados experimentais dos materiais empregados na confecção dos modelos locais de ligações laje-pilar e resultados coletados nos ensaios desses modelos, como resultados de deformação da armadura passiva e do concreto, 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.

No Capítulo 6 serão apresentadas comparações entre os resultados experimentais com as prescrições normativas, bem como algumas propostas para melhor adequação destas normas com resultados experimentais.

No Capítulo 7 serão apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros, com base na experiência dos ensaios realizados neste trabalho.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Será apresentado neste capítulo um breve histórico sobre o uso de lajes lisas e as primeiras pesquisas sobre punção realizadas, algumas das pesquisas internacionais e nacionais relacionadas a este trabalho, bem como as prescrições das normas a serem empregadas nas análises.

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

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

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

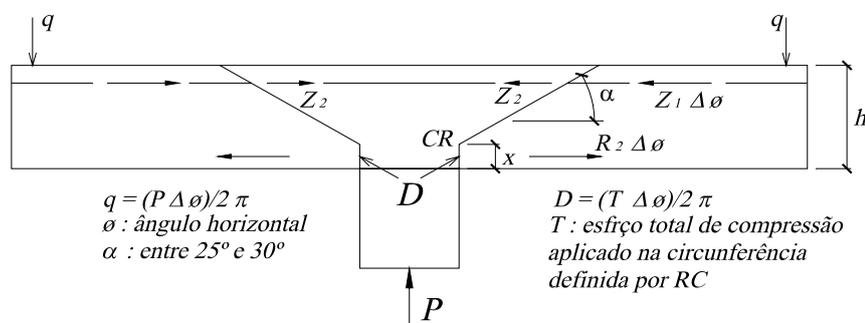
Em 1933 GRAF (apud TAKEYA, 1983) concluiu que o aumento da resistência do concreto f_c não implicava em aumento da resistência à punção da laje e confirmou que a fissuração devido à flexão diminui a resistência da ligação laje/pilar.

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

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

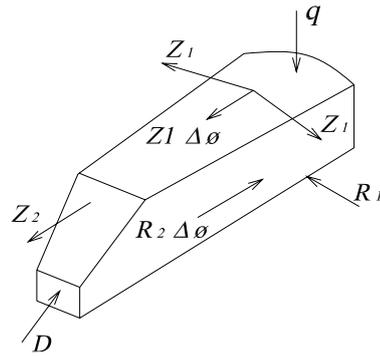
KINNUNEN e NYLANDER em 1960 (apud FIGUEIREDO, 1983 e CORDOVIL, 1997) apresentaram uma proposta de modelo mecânico para punção de lajes circulares apoiadas sobre pilares também circulares que ficou conhecida como “Modelo Sueco”.

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



(a) – Modelo Proposto

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



(b) – Elemento rígido

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

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

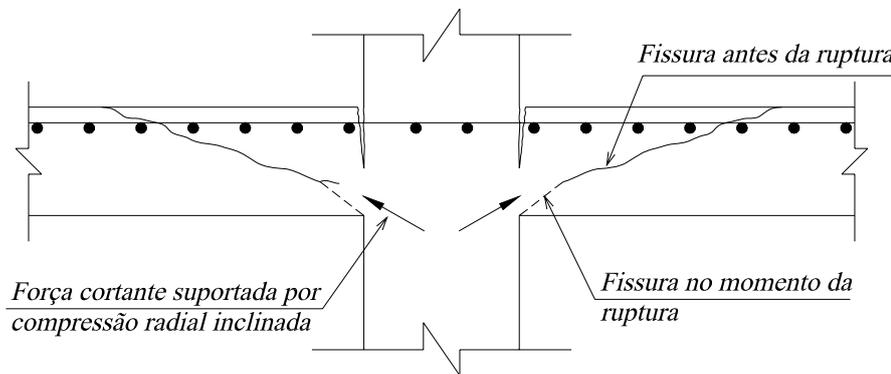


Figura 2.2 – Seção da ruptura à punção adotada pelo CEB-FIP/90.

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

LAGENDONCK, em 1966 (apud FIGUEIREDO, 1983) ao contrário da tendência do uso da formulação sueca de NYLANDER, incrementou um termo à proposta de MOE para o cálculo de ligações com a presença de armadura de cisalhamento, por achá-la mais simples e com resultados convenientemente precisos.

GESUND e DIKSHIT (apud FIGUEIREDO 1983) verificaram, em 1971, que em muitos casos a resistência à punção é governada pela resistência à flexão e que esta pode ser

calculada pela teoria das charneiras plásticas para lajes com carregamento uniformemente distribuído.

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

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

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

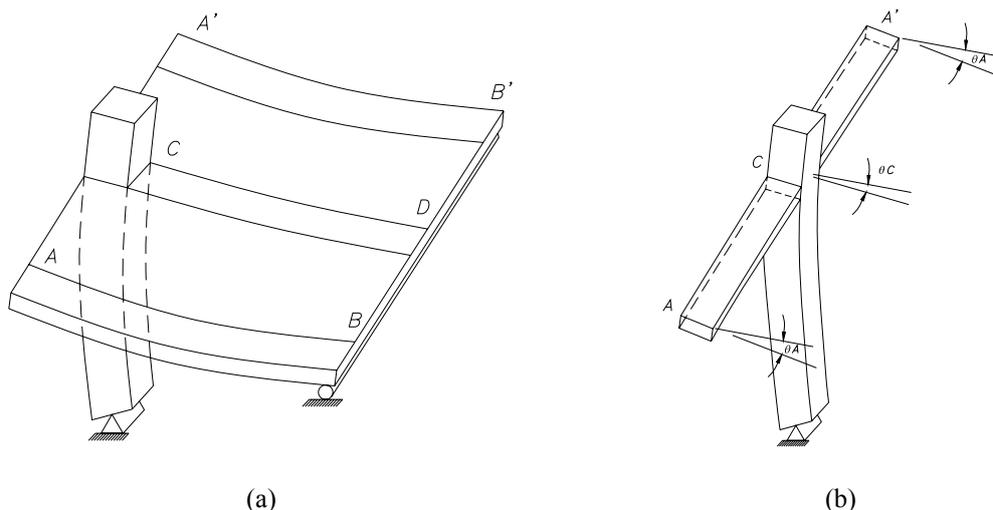


Figura 2.3 – Momento torçor na borda da laje – MacGregor (1992).

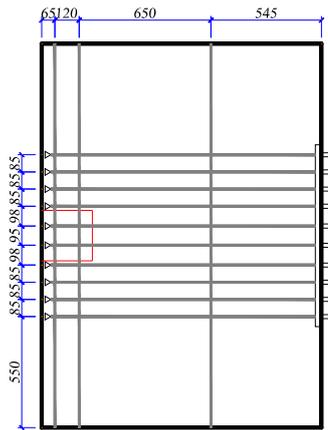
2.2 – PESQUISAS RELACIONADAS AO ESTUDO REALIZADO

2.2.1 - Pesquisas realizadas no exterior

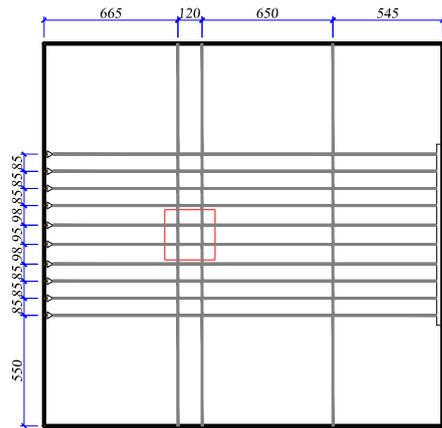
DILGER e SHATILA (1989)

Foram ensaiadas seis ligações laje lisa protendida-pilar de borda com a laje tendo 150 mm de espessura e o pilar sendo de seção quadrada com 250 mm de lado. A protensão empregada na confecção das lajes foi não aderente, representando um padrão de distribuição de cabos bastante comum nos Estados Unidos da América, país onde foi realizada a pesquisa. Os modelos tiveram como variáveis a presença ou não e a quantidade de armadura transversal nas lajes e a presença ou não de *overhang*. A Figura 2.4 mostra a distribuição dos cabos de protensão nos modelos locais ensaiados nesta pesquisa.

O projeto dos modelos de ligação foi extraído de projeto de pavimento completo com distribuição de cabos concentrada na direção perpendicular à borda da ligação e uniforme na outra direção ortogonal, composta por 13 cabos de 12,7 mm (1/2") cada, que aplicaram na laje tensão média de 1,2 MPa.



(a) – Ligações sem *overhang*.



(b) – Ligações com *overhang*.

Figura 2.4 – Disposição dos cabos – DILGER e SHATILA (1989).

Dos seis modelos, quatro não possuíam *overhang* e, destes, três foram providos de armadura transversal. Dos dois modelos restantes, que possuíam *overhang*, apenas um foi dotado de armadura transversal. A distribuição da armadura de cisalhamento teve arranjo em cruz.

As primeiras fissuras observadas ocorreram para cargas em torno de 80 kN. Com o aumento da carga e o primeiro indício de plastificação da armadura surgiram mais fissuras, incluindo-se uma que partia das arestas internas do pilar e se desenvolviam em direção à borda da ligação sob ângulo de 45° aproximadamente. Essas fissuras inclinadas em direção à borda e fissuras de torção tiveram aumento de suas aberturas instantes antes da ruptura da ligação. As deformações medidas nas barras da armadura passiva foram grandes. Quando a ruptura era iminente, todas as barras plastificaram ou chegaram próximo da plastificação, com as leituras chegando a registrar 1% de deformação. Os cabos de protensão se mantiveram com suas forças praticamente inalteradas nos primeiros estágios de carregamento e aumentaram com o surgimento de fissuras. Os maiores aumentos de força de protensão foram medidos nos cabos que se localizavam na faixa do pilar perpendicular à borda da ligação, com largura igual à largura da seção do pilar acrescida da metade da altura útil da laje em cada um dos lados do pilar. Os resultados destes ensaios são mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Carga e Modo de ruptura das ligações – DILGER e SHATILA (1989).

Nº	f_{ck} (MPa)	V_u (kN)	M_u (kN.m)	M_u/V_u	Tipo de Ruptura
S1	35,8	180,0	94,0	0,527	Plastificação seguida por punção
S2	39,4	180,0	103,5	0,575	Plastificação seguida por punção
S3	41,9	180,0	110,4	0,613	Plastificação seguida por punção
S4	39,8	180,0	125,6	0,698	Ruptura por Flexão seguida por punção
S5	41,3	180,0	139,0	0,772	Punção
S6	36,6	180,0	164,0	0,911	Ruptura por Flexão seguida por punção

V_u : carga ultima de punção;

M_u : momento perpendicular à borda da ligação.

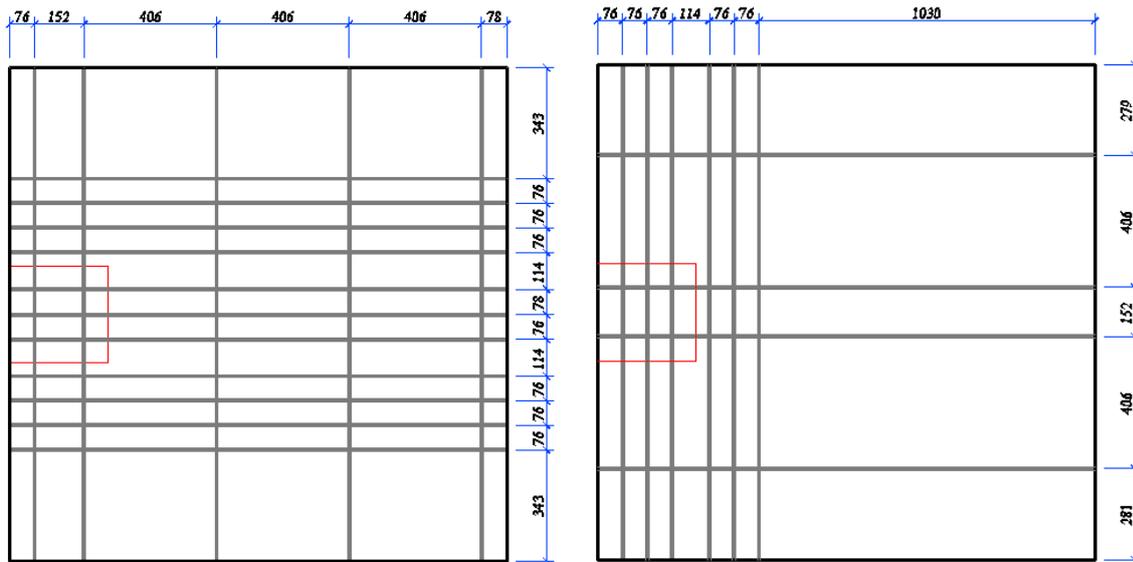
Os autores constataram que os momentos previstos pelas normas analisadas (ACI 318-83, norma americana e CSA 1984, norma canadense) foram consideravelmente menores do que os aplicados nas lajes. Nestes códigos, o coeficiente de transmissão de momento para o pilar, γ_f , é aplicado em uma faixa de largura igual a $c + 3h$, porém os resultados de deformação das barras sugerem uma largura igual a $c + d$.

Entre as conclusões a que chegaram os autores estão:

- As previsões do ACI e da CSA para as ligações sem armadura de cisalhamento foram conservadoras;
- O efeito benéfico da protensão pode ser considerado em ligações sem armadura transversal, com ou sem *overhang*, entretanto, deve ser desconsiderado no caso de ligações providas de armadura de cisalhamento;
- Todas as ligações laje lisa protendida-pilar de borda ensaiadas se comportaram de maneira dúctil, com e sem armadura de cisalhamento.

FOUTCH, GAMBLE e SUNIDJA (1990)

Neste trabalho 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 2.5.



(a) – Modelos S1 e S2

(b) -- Modelos S3 e S4

Figura 2.5 – Disposição dos cabos – Foutch, Gamble e Sunidja (1990).

Variou-se também a posição da aplicação da carga, como mostra a Figura 2.6, 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.

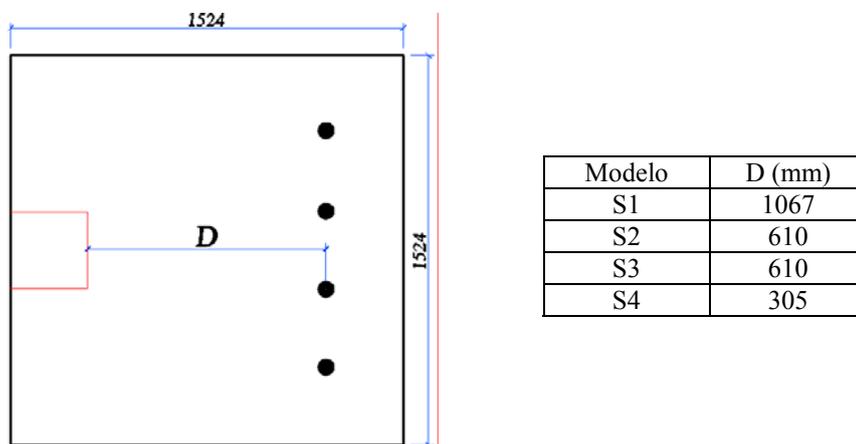


Figura 2.6 – Pontos de aplicação de carga – Foutch, Gamble e Sunidja (1990).

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 punção.

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 2.7). 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.

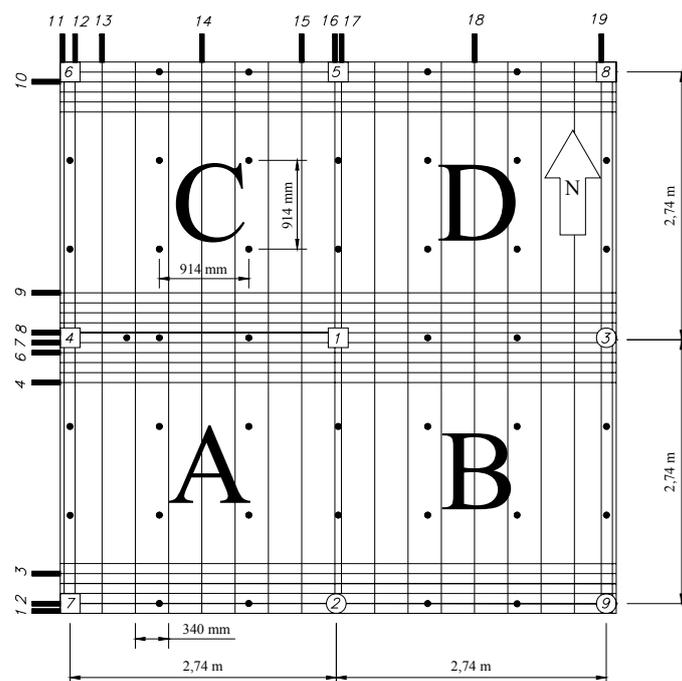


Figura 2.7– Modelo global ensaiado por Gardner e Rezai (1998).

A Figura 2.7 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 era 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 e 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 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 a ligação com o 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.

2.2.2 – Pesquisas experimentais realizadas no Brasil

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

TAKEYA (1983)

Este trabalho foi uma das primeiras pesquisas da resistência à 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 2.8 observam-se as dimensões das lajes e o posicionamento dos pontos de aplicação de cargas.

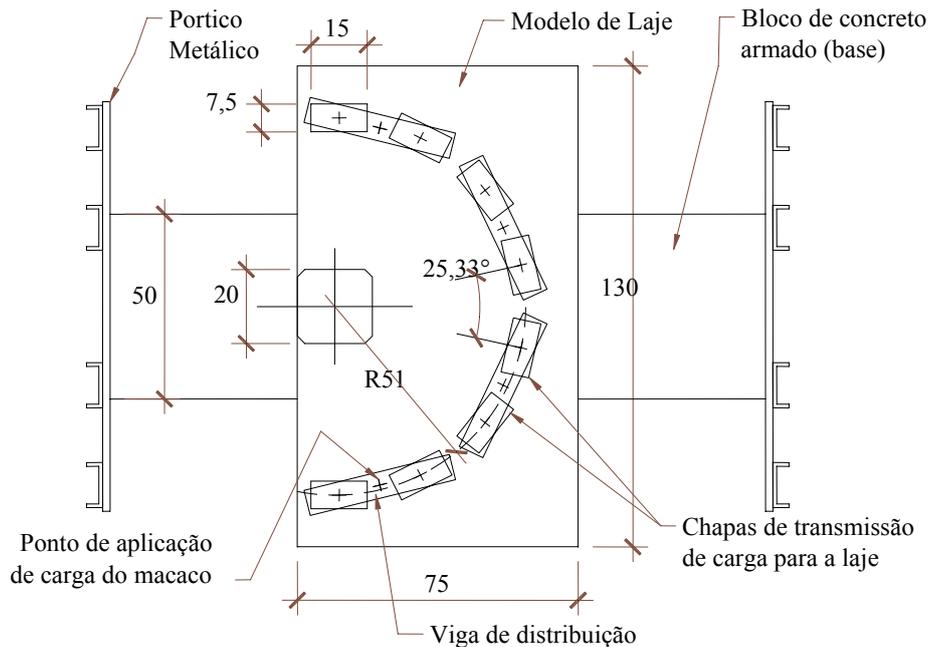


Figura 2.8 – Modelo ensaiado por TAKEYA (1983).

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 2.2 apresentam-se as cargas últimas de rupturas obtidas em todas as lajes.

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

Modelo	Idade (dias)	A_t (cm ²)	$V_{u, obs}$ (kN)	$V_{u, médio}$ (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;

$V_{u, obs}$: carga última de punção;

$V_{u, médio}$: 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 médias 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 cm² 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 por flexão. O aumento na capacidade resistente nos modelos com armadura de cisalhamento foi considerável, aumentando em até 64%.

2.2.2.2 – 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 mais espaçadamente.

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

VILLAVERDE (2008)

Villaverde ensaiou quinze modelos locais compostos por uma laje protendida de 2000 x 1200 mm com espessura igual a 120 mm apoiadas em pilar de borda de seção transversal 200 x 200 mm com 600 mm de altura acima e abaixo do plano da laje, concretados monoliticamente, segundo a Figura 2.9. A resistência média à compressão do concreto foi de aproximadamente 40 MPa durante o período de ensaios.

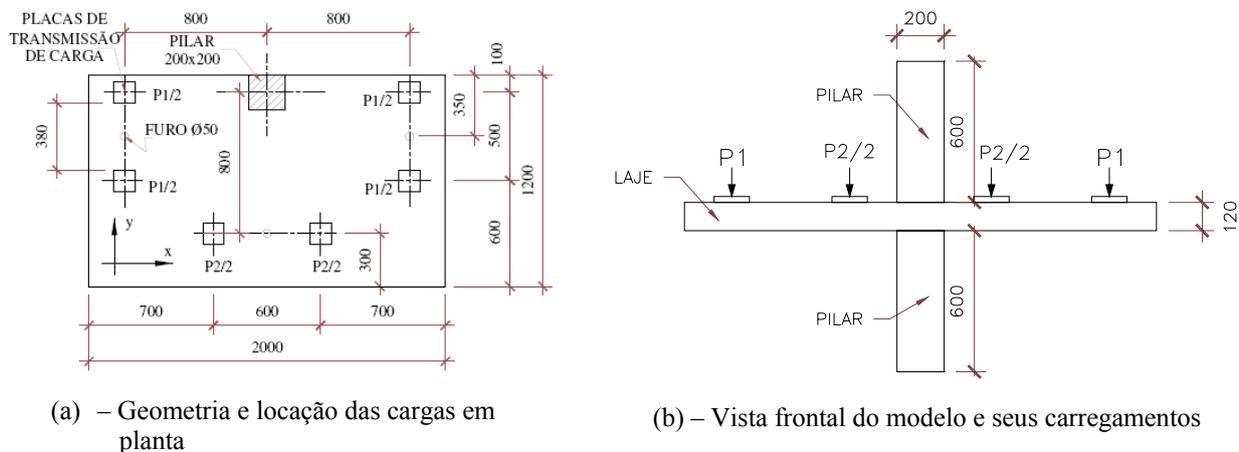


Figura 2.9 – Lajes e pontos de carregamento – VILLAVERDE (2008).

Nos primeiros oito modelos o autor usou armadura passiva superior 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 2.10(a). Na segunda série fez variar a taxa de armadura empregando barras de diâmetro \varnothing 10,0 mm em uma das direções ortogonais. Empregou 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 2.10(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 $8\varnothing$).

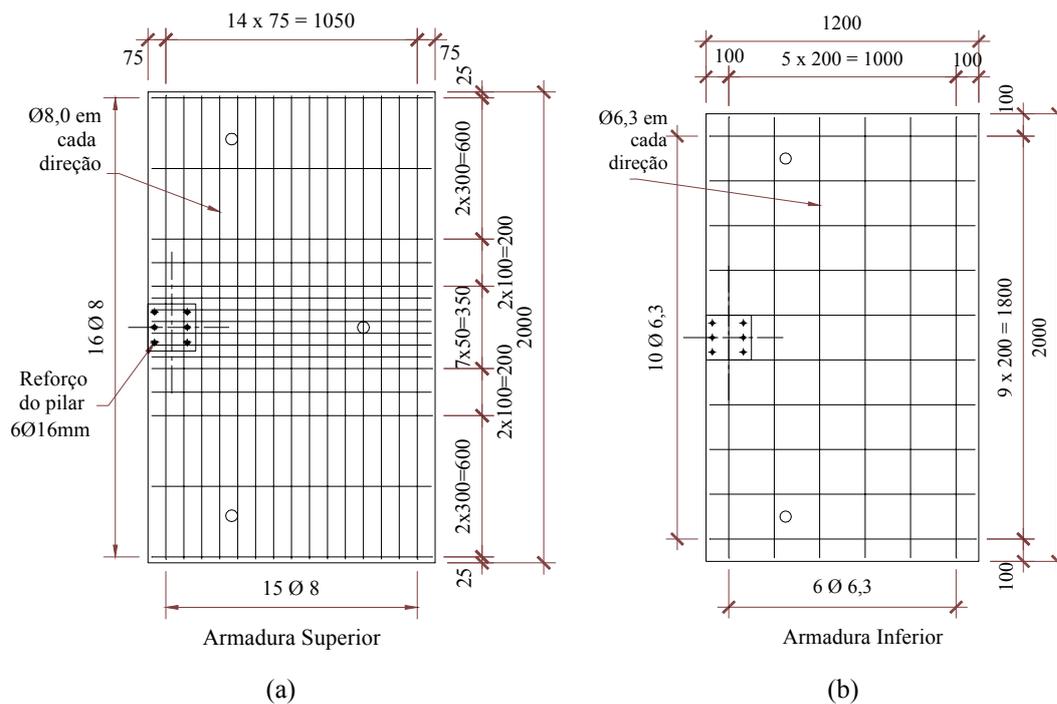


Figura 2.10 – Armadura passiva superior e inferior – VILLAVERDE (2008).

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 fora da faixa do pilar. Em três dos modelos foi reduzida a quantidade de protensão com a diminuição no número de cabos que passavam pela faixa do pilar nas duas direções ortogonais, caindo de 4 para 2 na direção perpendicular e de 2 para 1 na direção paralela. Todos os cabos possuíam perfil curvo, a exceção dos cabos indicados com (r) na Figura 2.11.

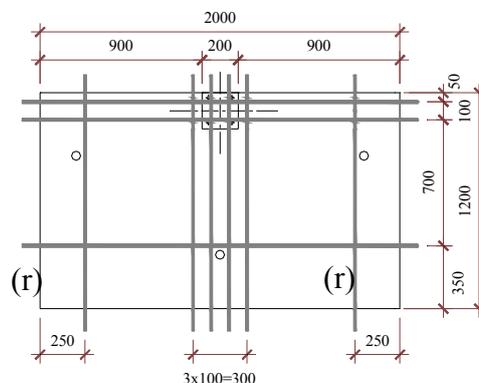


Figura 2.11 – Armadura ativa – VILLAVERDE (2008).

Nos pilares a armadura longitudinal foi formada por seis barras de diâmetro \varnothing 16,0 mm, e a armadura transversal foi constituída por estribos de diâmetro \varnothing 6,3 mm a cada 100 mm. 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 VILLAVERDE (2008) 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 cada cabo com 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 VILLAVERDE (2008) é a relação momento perpendicular à borda da ligação e a força cortante. As lajes foram carregadas segundo a Tabela 2.3, 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 2.3 – Relação das cargas para os modelos ensaiados – VILLAVERDE (2008).

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	4,00	311	211	322
L3	2,00	360	260	300
L4	1,00	430	333	267
L5	0,50	525	425	225
L6	0,25	620	517	183
L7	0,00	800	700	100
L8	2,00	360	260	300
L9	1,00	433	333	267
L10	0,50	525	425	225
L11	0,50	525	425	225
L12	0,50	525	425	225
L13	0,50	525	425	225
L14	0,50	525	425	225
L15	0,00	800	700	100

Fora estimado que todas as lajes romperiam por puncionamento, mas isto não aconteceu. As lajes L5 e L10 romperam por flexo-punção, as lajes L6, L13 e L14 romperam por flexo-torção-punção, as lajes L7 e L15 romperam por flexo-torção e somente as demais lajes romperam por punção.

VILLAYERDE (2008) 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.

Verificou que o aumento da excentricidade da força cortante atuante na direção perpendicular à borda, basicamente acarretou mudança do modo de ruptura exclusivo por punção para os outros observados. Isto pode ser observado mais claramente nas lajes L1 à L7, nas quais foram obtidas rupturas por punção para as lajes L1 à L4, com excentricidades variando de 157 mm a 333 mm, e flexo-punção, flexo-torção-punção e flexo-torção para as lajes L5, L6 e L7, respectivamente, com excentricidades 423 mm, 510 mm e 679 mm.

Com relação à carga última obtida nos ensaios, também se observou que o aumento de excentricidade na direção perpendicular à borda livre acarretou em carga última inferior. Da laje L1 a L7, por exemplo, com excentricidades variando de 157 mm a 679 mm, a carga última passou de 254,2 kN para 105,3 kN. A partir da laje L5 ($M_u/V_u = 423$ mm) as rupturas foram mais dúcteis, e as lajes começaram a apresentar indícios mais definidos de ruptura por flexão, com a ruptura desta laje sendo classificada como flexão/punção.

Comparando o resultado dos ensaios com a resistência à punção preconizada pelas normas ACI 318M-02, EUROCODE 2:2001, FIP 98 e NBR 6118:2003 e constatou que para todas as normas o conservadorismo diminui com a excentricidade presente na ligação laje-pilar, e, por conseguinte do momento desequilibrando presente. Para as lajes L1 à L7, por exemplo, pelo ACI, a comparação com os resultados experimentais passou de 2,56 para 2,25 (queda de 12%) quando se passa da laje L2 (excentricidade = 215 mm) para a laje L6 (excentricidade = 510 mm), enquanto que no *fib* passou de 2,02 para 1,66 (queda de 18%), no EC2 de 1,66 para 1,27

(queda de 23,5%), e na NBR de 2,37 para 2,02 (queda de 15%), não deixando dúvida que a excentricidade deve ser levada em conta na determinação da resistência última. As normas mais conservadoras foram o ACI 318M-02 e a NBR 6118:2003 e a que mais se aproximou dos resultados experimentais foi o EUROCODE 2:2001.

Villaverde propôs alterações para a equação do cálculo da tensão atuante e resistente em ligações laje-pilar de borda apresentada pela NBR 6118:2003. Estas alterações se basearam em um procedimento adotado pelo EUROCODE 2:1001 e nos padrões e formato do cones de ruptura das lajes dos modelos ensaiados.

O procedimento do EUROCODE 2:2001 que foi implementado por Villaverde na NBR 6118:2003 foi o da consideração de parte da contribuição da parcela horizontal da protensão aplicada na ligação de lajes-pilar de borda. Uma vez que a NBR 6118:2003 já leva em conta os efeitos da parcela vertical da protensão, esta proposta vem pra complementar a contabilização dos esforços benéficos provenientes não só da curvatura dos cabos, mas também da pré-compressão aplicada nas lajes pela protensão.

Com estas alterações Villaverde conseguiu melhores relações entre as tensões atuantes últimas e as tensões resistentes calculadas baixando a média desses valores de 2,04 para 1,36, um ganho de 33%, aproximando os resultados experimentais das equações para o cálculo de punção presente na norma brasileira.

SOUZA (2008)

SOUZA realizou dezenove ensaios de conexões laje-pilar interno sem e com transferência de momentos e sem e com a presença de furos adjacentes ao pilar. Outras variáveis dos ensaios de SOUZA foram: a taxa de armadura de flexão e a presença ou não de armadura de cisalhamento. As dimensões das lajes eram quadradas com 2400 mm de lado, com 150 mm de espessura, apoiadas em um pilar central de seções retangulares de 500 x 200 mm de comprimento total de 850 mm, sendo 300 mm abaixo e 400 mm acima somados aos 150 mm

coincidentes com as lajes. Os furos variaram em quantidade, tamanho e posição em relação à direção do momento transferido da laje para o pilar como o mostrado na Figura 2.12.

Laje	Carregamento	Laje	Carregamento
Série 1	L1 	Série 2	L8
	L2 		L10
	L3 		L11
	L4 		L12
	L5 		L13
	L6 		L14
	L7 		L15
	L9 		L17
	L16 		L18
L19 			

Figura 2.12 – Lajes do Programa Experimental de Souza (2008) – Disposição dos furos e carregamento aplicado.

Como visto na figura anterior, SOUZA dividiu seus ensaios em duas séries. Na primeira o carregamento aplicado foi simétrico e foi variada a presença ou não e a disposição dos furos adjacentes ao pilar. Na segunda série houve transferência de momentos e estes foram aplicados através de carregamento assimétrico em uma das direções ortogonais. As excentricidades de carregamentos foram de 250 mm para as lajes L12, L13 L17 e L18 e de 500 mm para as lajes L8, L10, L11 e L14.

O diâmetro das barras da armadura de flexão foi de 12,5 mm, tendo sido a taxa de armadura variada na região dos furos, quando houve. A intenção foi manter ou aumentar essa taxa na região dos furos e investigar a eficiência dessa armadura adicional em conferir mais capacidade de carregamento da ligação quando submetida a carregamento simétrico ou com transferência de momentos em uma direção.

Apenas duas lajes do programa experimental, as lajes L5 e L6, receberam armadura de cisalhamento, cujo diâmetro foi o mesmo das barras da armadura de flexão. Essa armadura foi providenciada em virtude das lajes, L2, L3 e L4, com furos de 400 x 400 mm, terem rompido sob carregamento considerado demasiado baixo. Essas duas lajes se diferenciaram quanto à armadura de cisalhamento com relação à localização destas, na laje L5 elas ficaram a 20 mm e na laje L6 a 100 mm do furo do furo. A armadura de cisalhamento foi do tipo barra dobrada, ou *bent bar*, com inclinação de 45° e profundidade de 95 mm, como o mostrado na Figura 2.13.

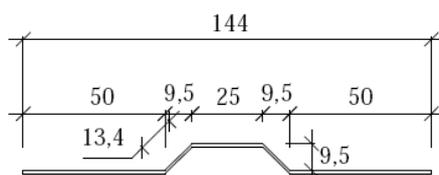


Figura 2.13 – Barra dobrada da armadura de cisalhamento de SOUZA (2008).

SOUZA concluiu que em lajes carregamento simétrico e com furos adjacentes ao menor lado do pilar, cuja dimensão seja maior que o pilar há uma grande redução da capacidade de suporte de carga em relação à laje de referência. Como a taxa e o posicionamento das

armaduras variou nestes ensaios, concluiu também que a alteração da taxa não tem influência na resistência ao carregamento. Já a adição da armadura de cisalhamento foi bastante eficiente, elevando a carga de ruptura em 70% quando comparada com lajes semelhantes sem esta armação, contudo ela não foi suficiente para suportar carregamento semelhante ao da laje de referência, tendo uma queda de 12% em relação a esta.

A presença de furos em lajes com transferência de momentos pode não resultar em perda de carregamento desde que o momento de carregamento seja aplicado na direção oposta ao furo. E mesmo quando este momento é aplicado na direção do furo, a perda ou não de capacidade de carga está diretamente relacionada à excentricidade de carga, e não tanto à presença do furo.

As maiores perdas de capacidade de carga aconteceram nas lajes que tinham furos e foram aplicados momentos em direção a essa região. A região dos furos tem menos massa de concreto para resistir aos esforços, que são ainda aumentados devido ao momento aplicado.

Quanto às prescrições das normas analisadas, SOUZA, com base nos ensaios realizados, concluiu que as formulações apresentadas por estas não estão atendendo às expectativas de segurança e conservadorismo. O desempenho mais desfavorável que as normas tiveram em relação aos ensaios ocorreu para o caso de carregamento centrado e com furos de dimensão maior que o menor lado do pilar e adjacente a este. Para as lajes com transferência de momento as normas foram mais conservadoras, com o ACI apresentando relações a favor da segurança para todas as lajes, e NBR e EUROCODE com relações contra a segurança apenas para a laje L8.

SOUZA propôs para o caso de ligações laje-pilar interno com carregamento centrado que seja considerada a excentricidade do perímetro crítico devido à presença dos furos, somando-se os efeitos do momento gerado por essa excentricidade à tensão calculada, como no caso de pilares de borda; mas sem momento de carregamento.

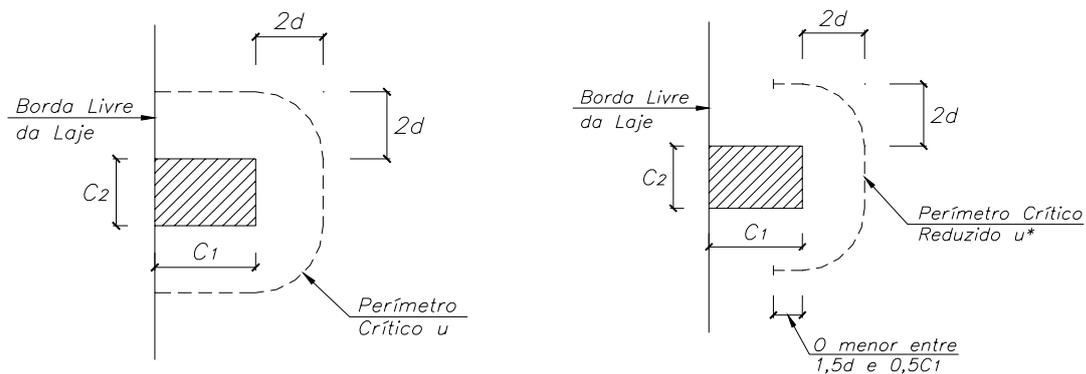
Para o caso de ligações laje-pilar interno com transferência de momentos, a proposição também diz respeito à excentricidade de perímetro crítico que há quando existir furos próximos à ligação. Neste caso, a equação proposta por SOUZA é a mesma apresentada pela norma brasileira para ligações laje-pilar de borda. A sugestão é que no caso de momento em direção e sentido contrário à região do furo, subtraia-se o momento devido à excentricidade de perímetro – como já acontece; e no caso de momento na mesma direção e sentido do furo a

parcela devido à excentricidade de perímetro crítico deve, ao contrário, ser somada ao momento de carregamento.

2.3 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

2.3.1 – 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 2.14 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 2.14) multiplicado pela altura útil da laje.



(a) Seção crítica para pilares de borda

(b) Seção crítica reduzida para pilares de borda

Figura 2.14 – 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 pelo uso 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.

2.3.1.1 – 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 2.14(a));

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

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

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

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^* : perímetro crítico reduzido (ver Figura 2.14(b));

e^* : excentricidade do perímetro reduzido.

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

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

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{sd2}}{W_{p2} \cdot d} \quad (2.5)$$

onde:

$$M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd}^*) \geq 0 \quad (2.6)$$

$$M_{sd}^* = F_{sd} \cdot e^* \quad (2.7)$$

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;

M_{sd2} : momento de cálculo no plano paralelo à borda livre (por qualquer método);

u^* : perímetro crítico reduzido (ver Figura 2.14(b));

e^* : excentricidade do perímetro reduzido.

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

W_{p2} : Módulo de Resistência Plástica paralelo à borda livre para o perímetro u ;

W_{p1} e W_{p2} são calculados a partir da equação a seguir:

$$W_{p1} = \int_0^u |e| dl \quad (2.8)$$

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.

2.3.1.2 – Cálculo da tensão resistente

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

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (2.9)$$

onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.10)$$

τ_{sd} : é dado pela Equação (2.1)(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 2.14(a) multiplicado pela espessura da laje) em elementos estruturais ou trechos sem armadura de cisalhamento, deve ser feita uma nova verificação: confronto entre a tensão atuante ou de projeto, τ_{sd} , e a tensão resistente τ_{Rd1} :

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (2.11)$$

onde:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (2.12)$$

$$d = \frac{dx + dy}{2} \quad (2.13)$$

τ_{sd} : é dado pela Equação (2.5)(2.5);

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} .

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} \quad (2.14)$$

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:

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{K,inf,i} \cdot \text{sen} \alpha_i}{u \cdot d} \quad (2.15)$$

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 2.15.

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

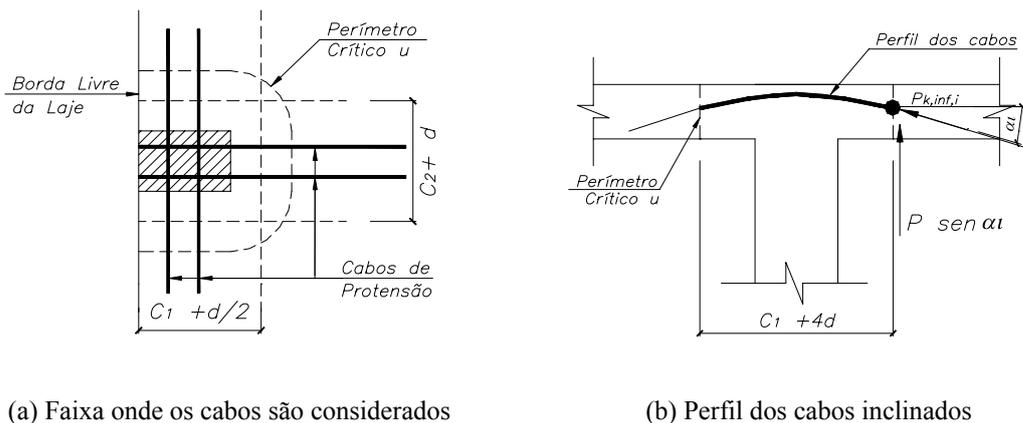
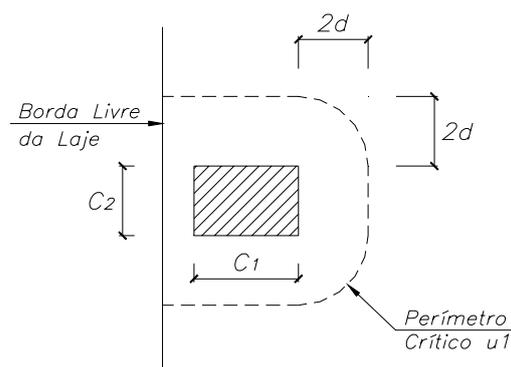


Figura 2.15 – Perímetro a ser considerado no cálculo de τ_{pd} .

2.3.2 – 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, deve ser tomado como o perímetro formado a $2d$ de distância do pilar ou área carregada. Para pilares de extremidade o perímetro é mostrado na Figura 2.14 (a), para pilares de borda perímetro é mostrado na Figura 2.16 (b) e um perímetro reduzido (ver Figura 2.16(c)), pode ser admitido quando existir excentricidade de carregamento apenas na direção 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. O EUROCODE 2:2001 determina que em caso de pilares próximos a furos ou extremidades que se o perímetro que se puder traçar, com as condições de este ser menor que o adotado para pilares internos e que não se contabilize trechos deste perímetro que coincidam com a borda da ligação.



(a) Perímetro Crítico Estendido.

Figura 2.16 – Perímetros Críticos adotados pelo EUROCODE 2:2001.

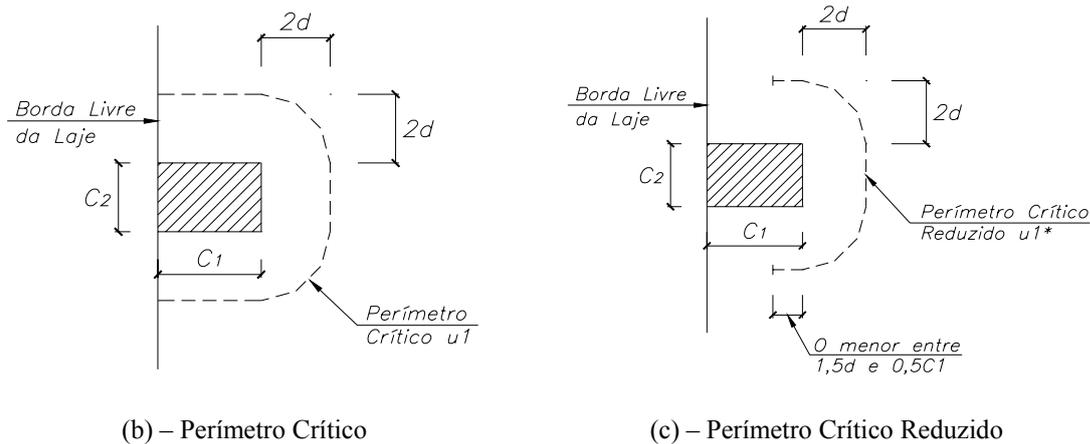


Figura 2.16 – Perímetros Críticos adotados pelo EUROCODE 2:2001 – Continuação.

As verificações a serem feitas são:

2.3.2.1 - Verificação no perímetro do pilar ou área carregada

A máxima tensão de cisalhamento não deve exceder:

$$v_{Ed} < v_{Rd,m\acute{a}x} \quad (2.16)$$

onde:

v_{Ed} : força de cisalhamento de cálculo

$v_{Rd,m\acute{a}x}$: valor máximo de cálculo da força resistente ao cisalhamento ao longo da seção de controle considerada.

2.3.2.2 - Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento.

Não será necessária armadura de cisalhamento se:

$$v_{Ed} < v_{Rd,c} \quad (2.17)$$

onde:

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

2.3.2.3 – Cálculo da tensão atuante

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

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (2.18)$$

onde:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (2.19)$$

M_{ED} : Momento atuante de cálculo.

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

$$W_1 = \frac{C_1^2}{4} + C_1 \cdot C_2 + 4C_1 \cdot d + 8d^2 + \pi d C_2 \quad (2.20)$$

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:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1^*}{W_1} \quad (2.21)$$

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:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} + k \frac{M_{Ed}}{W_1 \cdot d} \quad (2.22)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1^* \cdot d} + k \frac{M_{Ed}}{W_1 \cdot d} \quad (2.23)$$

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

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (2.24)$$

onde:

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

2.3.2.4 – 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 2.16, 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 2.16(b). $V_{Rd,c}$, valor da resistência por unidade de área é dado por:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K \cdot (100\rho_1 fck)^{1/3} - 0,10\sigma_{cp} \quad (2.25)$$

onde:

$$v_{Rd,c} > 0,4 f_{ct,d} - 0,10 \sigma_{cp} \quad (2.26)$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (2.27)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad (2.28)$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad (2.29)$$

$$\sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} \quad (2.30)$$

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

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

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

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

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

d : dado em mm.

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

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \quad (2.31)$$

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

$$v_{Rd,máx} = 0,5 v f_{cd} \quad (2.32)$$

onde:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.33)$$

u_0 para pilares de borda é dado pela equação:

$$u_0 = c_x + 3d \leq c_x + 2c_y \quad (2.34)$$

2.3.3 – 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 cisalhamento: em uma direção (ação como viga) ou em duas direções (puncionamento). 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 2.17.

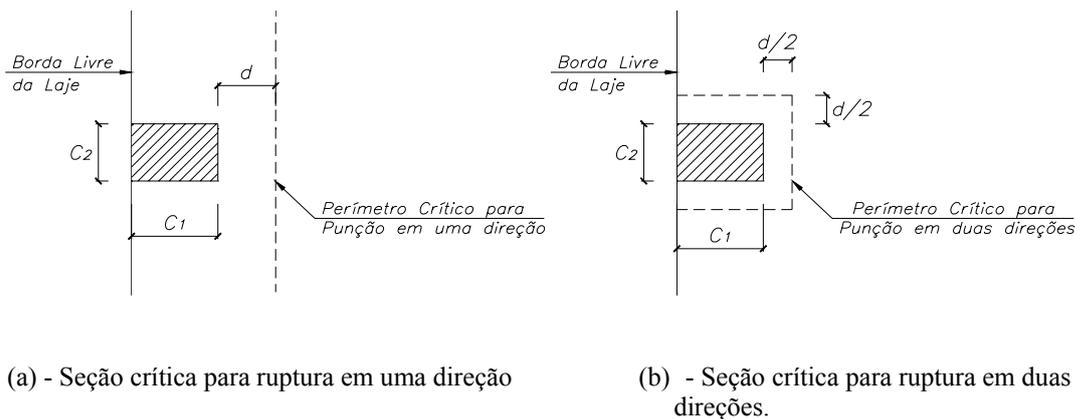


Figura 2.17 – Seções Críticas adotadas pelo ACI 318M-02.

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.

2.3.3.1 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por cisalhamento em uma direção

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

$$V_c = 2 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w d \quad (2.35)$$

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 força de protensão efetiva não menor que 40% da resistência à tração da armadura de flexão:

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{20} + 5 \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w d \quad (2.36)$$

onde:

V_u : força de cisalhamento aplicada na seção b_w ;

M_u : momento fletor atuante na seção b_w ;

e

$$\frac{V_u \cdot d}{M_u} \leq 1,0 \quad (2.37)$$

Condições limite para o valor de V_c :

$$V_c \leq (1/6)\sqrt{f_c'} \cdot b_w d \quad (2.38)$$

$$V_c \geq 0,4\sqrt{f_c'} \cdot b_w d \quad (2.39)$$

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

2.3.3.2 – Verificação quanto à possibilidade de ruptura por punção (cisalhamento em duas direções)

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

$$V_c = \left(1 + \frac{2(4)}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 d}{6} \quad (2.40)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 d}{12} \quad (2.41)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_0 d \quad (2.42)$$

onde:

$$\beta_c = L_{pilar} / l_{pilar} \quad (2.43)$$

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.

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f_c'} + 0,3 f_{pc}) \cdot b_0 d + V_p \quad (2.44)$$

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 $(3c + 2d)$ como mostrado na Figura 2.17(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 (2.44) 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 (2.40), (2.41) e (2.42) 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 ($\gamma_f \cdot M_u$) e a parcela restante ($\gamma_v \cdot M_u$) 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 2.18.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (2.45)$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (2.46)$$

b_1 : comprimento do perímetro crítico perpendicular à borda livre;

b_2 : comprimento do perímetro crítico paralelo à borda livre.

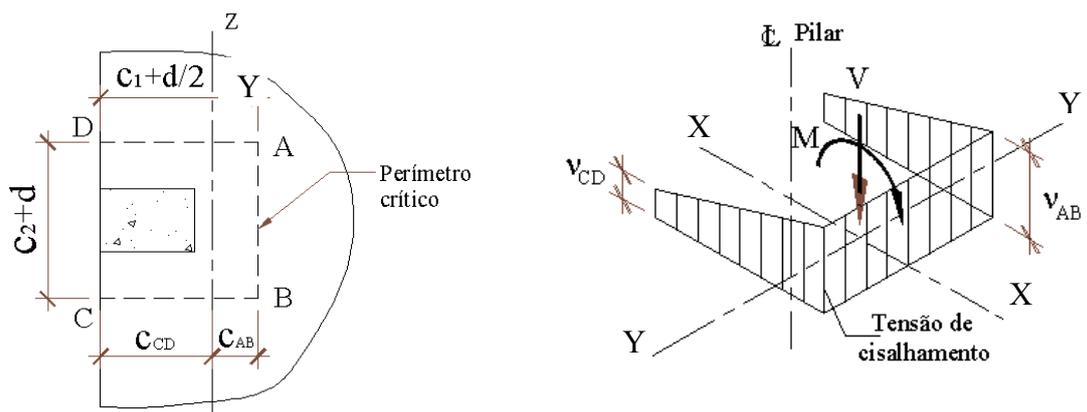


Figura 2.18 – Variação linear de tensões assumida para uma ligação laje/pilar de borda.

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 (2.45) e (2.46), 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 tensão atuante ou de projeto, v_u , e a tensão resistente, v_n .

$$v_u \leq \phi v_n \quad (2.47)$$

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

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_0 d} \quad (2.48)$$

e

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u2} \cdot c_{CB}}{J_{C2}} \quad (2.49)$$

sendo:

$$J_{C1} = 2 \left(\frac{b_1 d^3}{12} \right) + 2 \left(\frac{b_1^3 d}{12} \right) + 2(b_1 d) \left(\frac{b_1}{2} - c_{AB} \right)^2 + (b_2 d) \cdot c^2_{AB} \quad (2.50)$$

e

$$J_{C2} = 2(b_1 d)c_{CB}^2 + \frac{b_2 d^3}{12} + \frac{b_2^3 d}{12} \quad (2.51)$$

com:

$$c_{AB} = \frac{2(b_1 d) \cdot b_1 / 2}{2(b_1 d) + b_2 d} \quad (2.52)$$

e

$$c_{CB} = c_{AD} = \frac{b_2}{2} \quad (2.53)$$

onde:

V_u : carga atuante na ligação laje/pilar;

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

M_{u2} : momento desbalanceado na direção paralela à borda livre;

A_c : 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 (2.52) é referente a pilares de borda, e é calculado da seguinte maneira:

$$c_{AB} = \frac{\text{Momentos de áreas das faces sobre } AB}{\text{Área das faces}} \quad (2.54)$$

c_{CB} : distância do eixo do centro de gravidade da seção do perímetro crítico perpendicular à borda da ligação à lateral do perímetro crítico;

J_{c1} e J_{c2} : momentos polares de inércia da seção crítica nas direções Y-Y e X-X, respectivamente. J_c na Equação (2.55) é referente a pilares de borda e calculado na direção perpendicular à borda livre. Com base na Figura 2.19, J_c é calculado segundo a formulação:

$$J_c = Ix_{AD e BC} + Iy_{AD e BC} + (A \cdot x^2)_{AD e BC} + A_{AB} \cdot x^2 \quad (2.55)$$

onde:

$I_{x_{AD e BC}}$ e $I_{y_{AD e BC}}$: momentos de inércia em x e em y nas faces AD e BC respectivamente;

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.

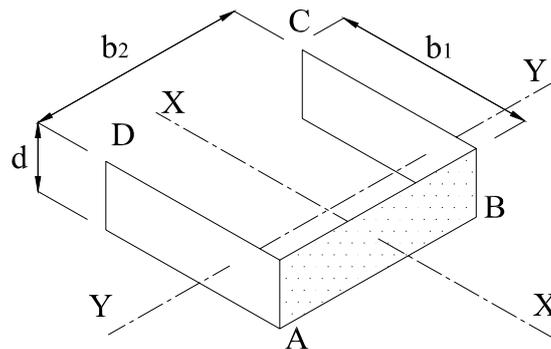


Figura 2.19 – Seção crítica para pilares de borda – MacGregor (1992).

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.

$$V_p = \frac{P}{r} \cdot l \quad (2.56)$$

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

- No caso de cabos paralelos à borda da ligação:

$$V_p = \frac{2 \cdot P \cdot h_2}{(\beta l_1)^2} \cdot (c_1 + d) \quad (2.57)$$

- No caso de cabos perpendiculares à borda da ligação:

$$V_p = \frac{8 \cdot P \cdot h_2}{(\beta l_2)^2} \cdot (c_2 + d) \quad (2.58)$$

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.

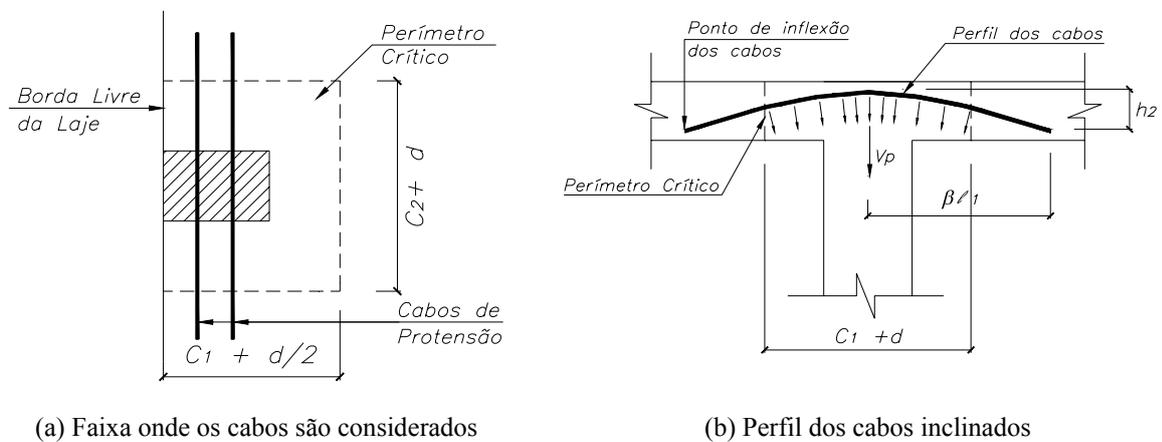


Figura 2.20 – Perímetro a ser considerado no cálculo de V_p .

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 – INTRODUÇÃO

Os modelos confeccionados para este trabalho procuram reproduzir a região do pavimento em torno de pilares de extremidade 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.

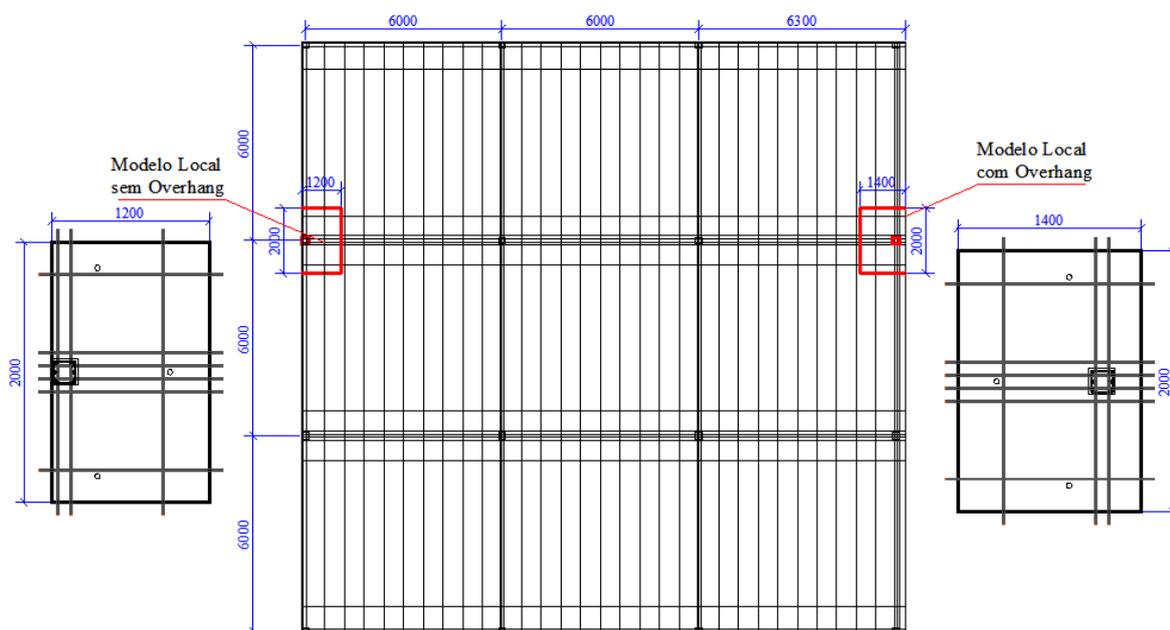


Figura 3.1 – Disposição dos cabos em um pavimento completo de laje lisa protendida.

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 o cuidado de que os pontos de aplicação de cargas no modelo ficassem a igual distância do pilar e também que houvesse espaço suficiente para a instalação dos equipamentos necessários à protensão e à realização dos ensaios de maneira cômoda.

A execução de modelos locais é conveniente tanto por suas dimensões – o que facilita o esquema de ensaio, quanto por seus custos reduzidos, sem apresentar discrepâncias relevantes em relação a ensaios com um modelo global de múltiplos painéis. Devido à sua simplicidade

o modelo reduzido é estaticamente determinado, o que significa que forças e momentos podem ser calculados simples e diretamente. Contudo, eles não apresentam a redistribuição de esforços que ocorreria no pavimento completo quando da fissuração do concreto e escoamento da armadura passiva devido a esforços de flexão.

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 que se podem considerar as faixas de cabos concentrados como vigas chatas, dividindo o pavimento em uma série de lajes armadas uniformemente em uma direção.

As variáveis adotadas para a definição dos modelos foram: a relação momento sobre a força cortante (M/V) atuantes na ligação, momento desbalanceado em torno do eixo perpendicular à borda da ligação que passa pelo centro de gravidade da seção, a presença ou não do *overhang*, a relação C_1/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

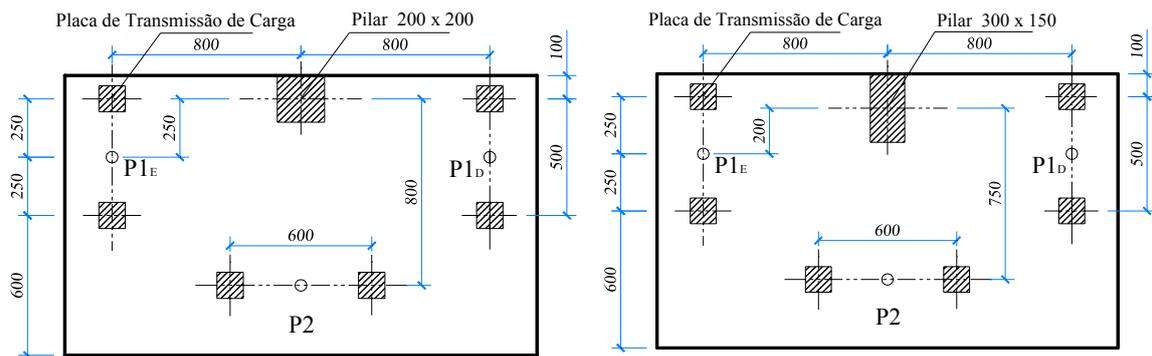
Foram ensaiados dezesseis modelos de ligações laje/pilar de borda designados de L01 a L16. As dimensões de cada modelo variam quanto à existência ou não de *overhang* e também quanto à seção transversal dos pilares. É importante dizer que neste trabalho, no modelo local, a borda onde se localiza o pilar será denominada de borda da ligação, uma vez que os demais lados representam partes internas de um pavimento. A Figura 3 mostra em planta e em vista tridimensional os modelos ensaiados. A Tabela 3.1 apresenta as duas séries de ensaios e mostra as dimensões de cada modelo e as suas respectivas relações de carregamento $P1/P2$ e $P1_D/P1_E$. 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. As relações $P1_D/P1_E$ também tem o mesmo propósito de avaliar vãos de borda diferentes entre si. As relações variáveis apresentadas na tabela para as relações $P1/P2$ para lajes L09, L13, L14 e L16 aconteceram por nesses modelos ter sido empregada carga constante no ponto de aplicação P2 no valor igual a 40 kN. Nos modelos L10, L11, L12 e L15 não houve aplicação de carga no ponto P2, por isso a não existência de relação $P1/P2$ para esses modelos.

Tabela 3.1 – Dimensões e variáveis de cada modelo ensaiado

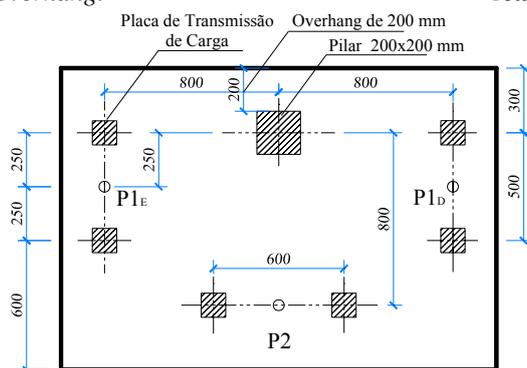
	Modelo	Largura (mm)	Dimensões dos Pilares (mm)	<i>Overhang</i>	Relação $P1/P2$	Relação $P1_D/P1_E$
1 ^a S é r i e	L01	1200	200 x 200	---	0,5	---
	L02	1200	200 x 200	---	0,5	---
	L03	1200	150 x 300	---	4,0	---
	L04	1200	150 x 300	---	0,5	---
	L05	1400	200 x 200	200	4,0	---
	L06	1400	200 x 200	200	0,5	---
	L07	1400	200 x 200	200	4,0	---
	L08	1400	200 x 200	200	0,5	---
2 ^a S é r i e	L09	1200	200 x 200	---	Var	2,0
	L10	1200	200 x 200	---	Var	4,0
	L11	1200	200 x 200	---	---	2,0
	L12	1200	200 x 200	---	---	4,0
	L13	1200	200 x 200	---	---	4,0
	L14	1200	200 x 200	---	Var	2,0
	L15	1200	200 x 200	---	---	2,0
	L16	1200	200 x 200	---	Var	4,0

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 lateral e tridimensional os modelos ensaiados em laboratório.

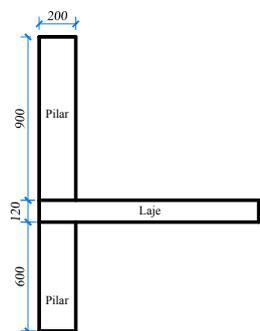


(a) – Geometria e locação das cargas em planta dos modelos sem *overhang*.

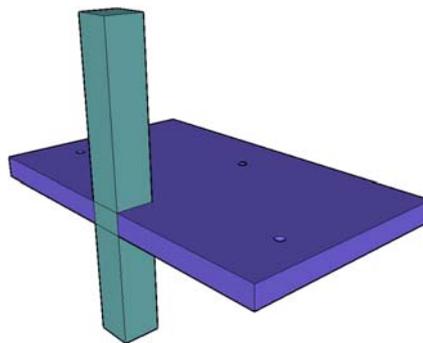
(b) – geometria dos modelos com pilares retangulares.



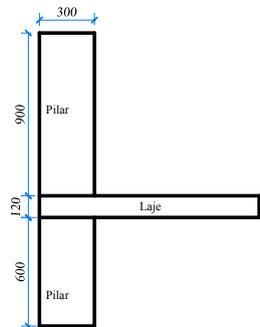
(c) – Geometria e locação das cargas em planta dos modelos com *overhang*.



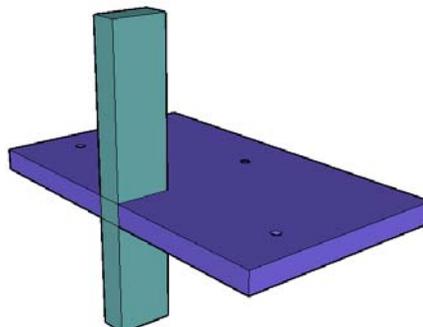
(d) – Vista lateral do modelo sem *overhang*.



(e) – Vista do modelo sem *overhang* em 3D.

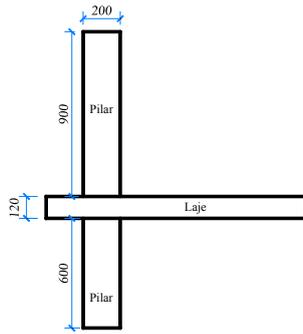


(f) – Vista lateral do modelo com pilar retangular.

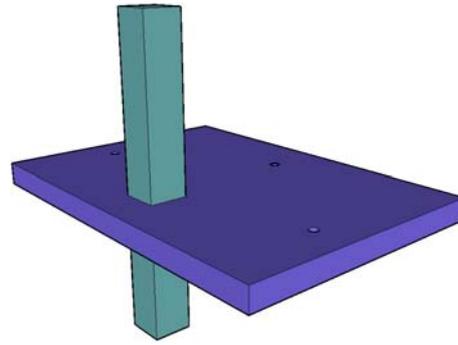


(g) – Vista do modelo com pilar retangular em 3D.

Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio.



(h) – Vista lateral do modelo com *overhang*.



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

Figura 3.2 – Geometria dos modelos locais de ensaio – Continuação.

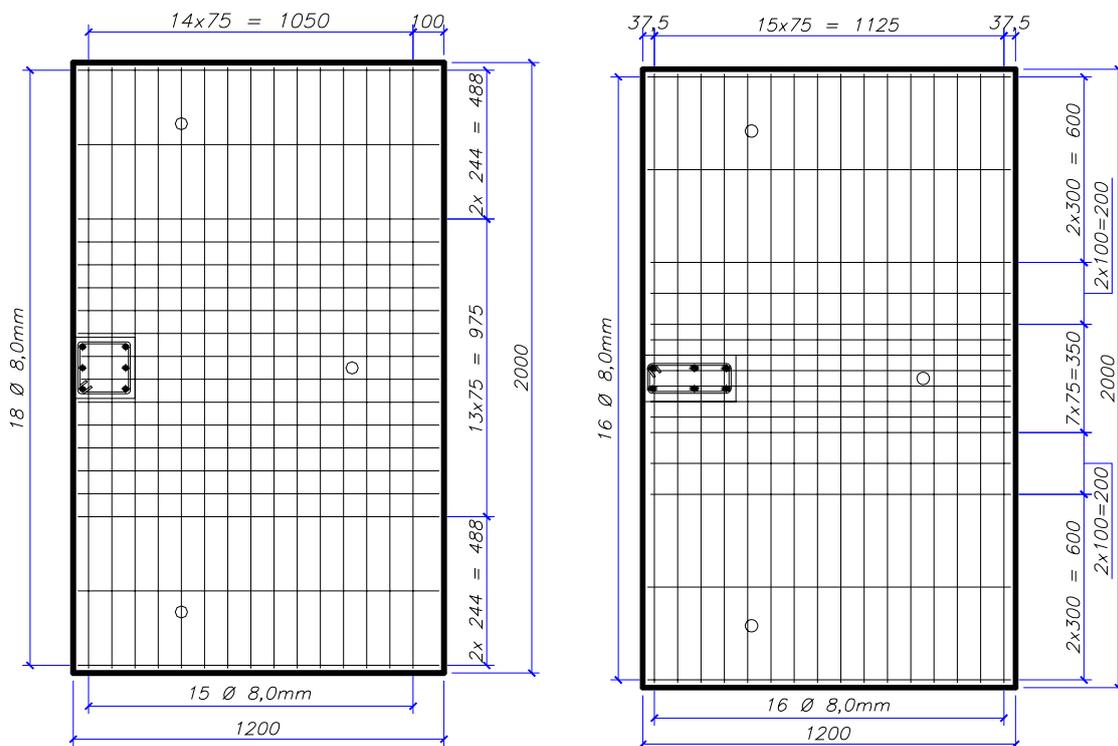
3.2.2 – Armadura Passiva

Os modelos L01 e L02 apresentaram armadura passiva igual e diferente armadura ativa, apresentaram 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 apresentaram 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.

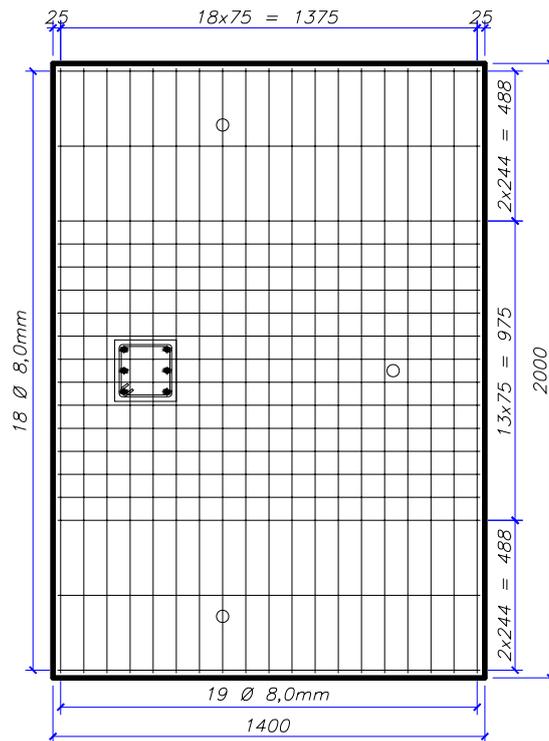
Os modelos L09 a L16 possuíam armadura passiva idêntica à empregada nos modelos L01 e L02, com mesmo diâmetro de barras ($\varnothing 8,0$ mm) e mesma distribuição nas duas direções ortogonais. Mais detalhes da armadura passiva negativa das lajes dos modelos podem ser vistos na Figura , a seguir.



(a) – Laje dos modelos L01 e L02 e L09 à L16.

(b) – Laje dos modelos L03 e L04.

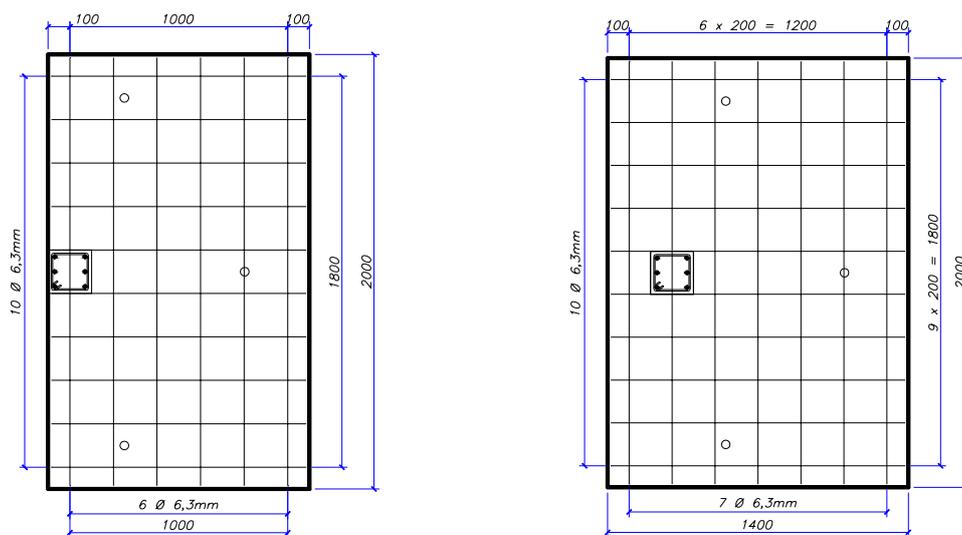
Figura 3.3 – Armadura passiva negativa de flexão dos modelos estudados.



(c) – Laje dos modelos de L05 à L08.

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

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 mostra o detalhamento desta malha.



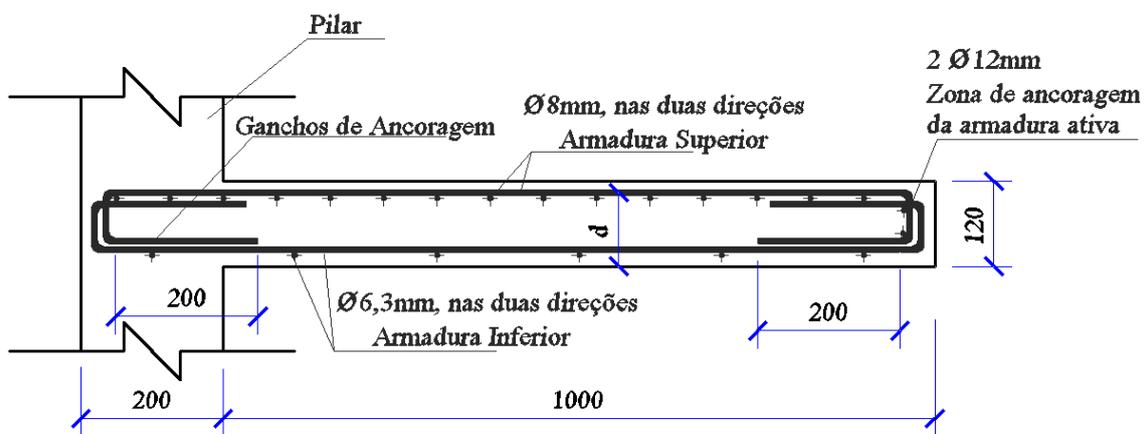
(a) – Laje dos modelos sem *overhang*.

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

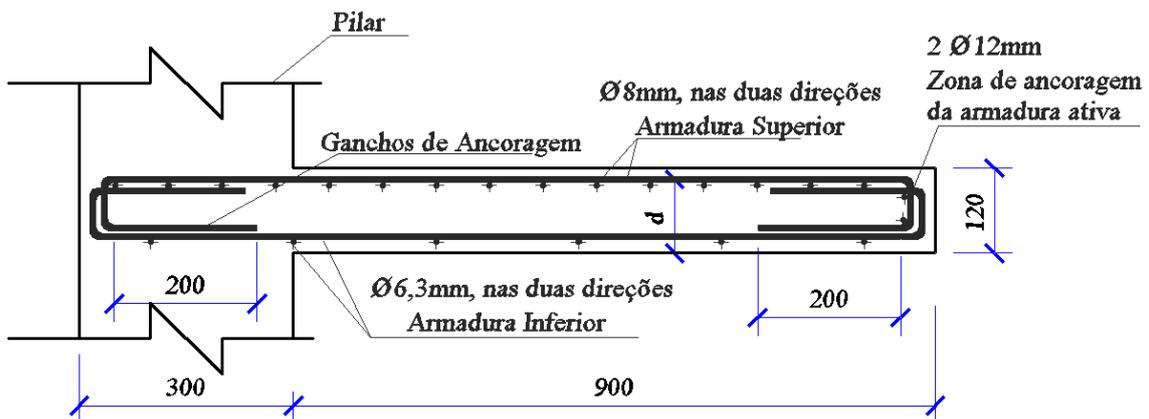
Figura 3.4 – Armadura passiva inferior de flexão para todas as lajes dos modelos, com e sem *overhang*.

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) na extremidade das barras de armadura superior e inferior.

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 ϕ 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.

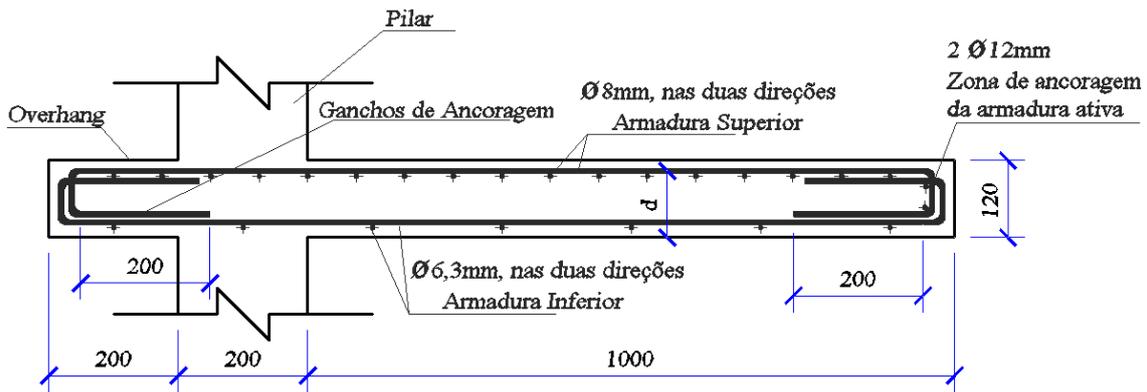


(a) – Seção transversal dos modelos L01 e L02 e L09 à L16.



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

Figura 3.5 – Detalhamento da armadura passiva dos modelos.



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

Figura 3.5 – Detalhamento da armadura passiva dos modelos – Continuação.

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 para uma largura de $(6d + c_2)$ centrada no meio do pilar.

Tabela 3.2 – Resumo das armaduras passiva.

Modelo	h (mm)	d_x (mm)	d_y (mm)		
				ρ_x (%)	ρ_y (%)
L01	127	96	104	0,70	0,62
L02	125	98	106	0,68	0,60
L03	125	99	107	0,64	0,63
L04	125	96	104	0,67	0,67
L05	122	97	105	0,71	0,61
L06	124	98	106	0,69	0,60
L07	125	90	98	0,78	0,70
L08	122	95	103	0,72	0,64
L09	120	92	100	0,75	0,67
L10	120	93	101	0,73	0,66
L11	120	95	103	0,71	0,64
L12	120	94	102	0,72	0,65
L13	120	98	106	0,68	0,60
L14	120	91	99	0,76	0,68
L15	120	93	101	0,73	0,66
L16	120	95	103	0,71	0,64

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 alteram 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.

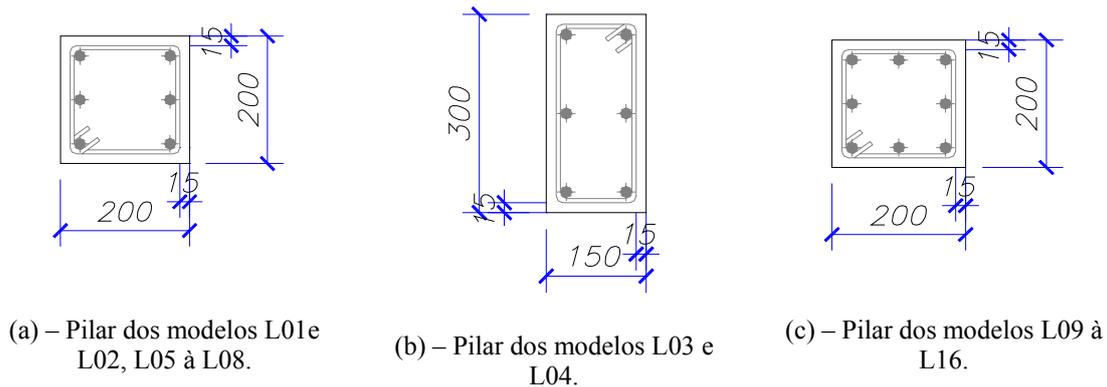


Figura 3.6 – Detalhamento da armadura dos pilares.

3.2.3 – Armadura ativa

Os cabos utilizados na protensão das lajes de todos os modelos tinham diâmetro $\varnothing = 12,7$ 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 em 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.

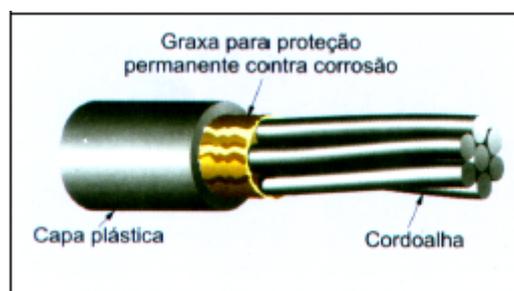
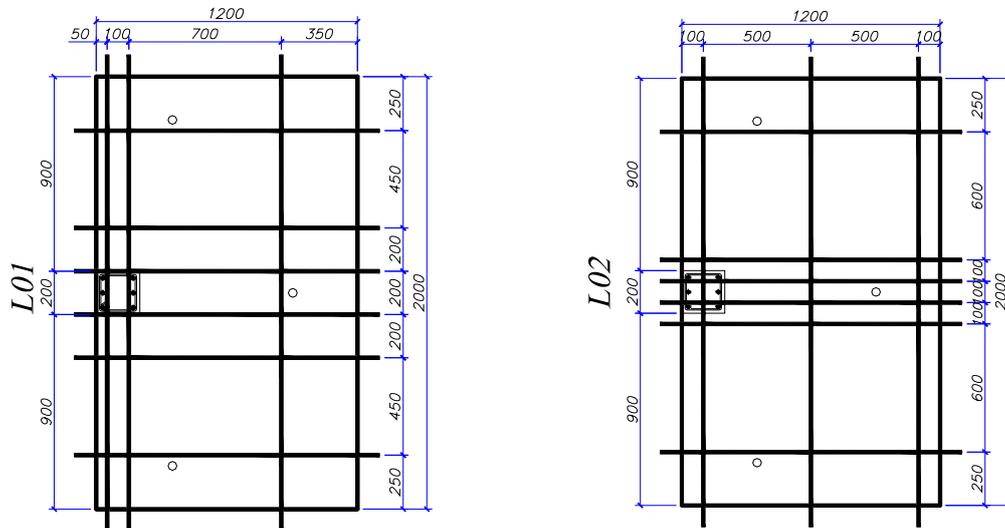


Figura 3.7 – Monocordoalha engraxada – CAUDURO (1997).

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

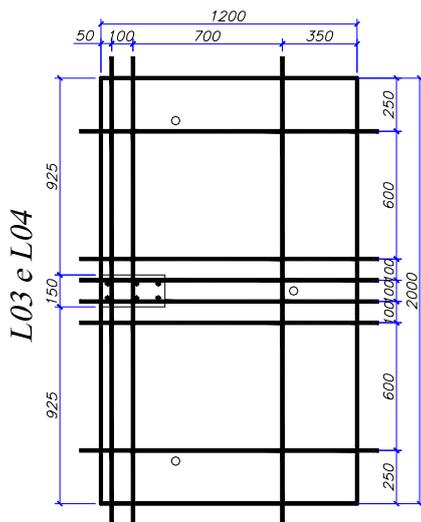
De acordo com a disposição dos cabos, foram os modelos divididos de três maneiras distintas. A primeira para os modelos L01, L05, L06 e L09 a L16, que possuíam na direção perpendicular à borda da ligação seis cabos, dos quais quatro estão centrados na linha do pilar com um espaçamento de 200 mm entre si. A segunda para o modelo L02, que se diferenciava dos demais por apresentar três cabos na direção paralela à borda da ligação, espaçados de 500 mm entre si e possuía na direção perpendicular à borda da ligação seis cabos, dos quais quatro estão centrados na linha do pilar com espaçamento de 100 mm entre si. A terceira para os modelos L03, L04, L07 e L08, que possuíam também na direção perpendicular à borda da ligação seis cabos, dos quais quatro estão centrados na linha do pilar com espaçamento de 100 mm entre si. A Figura 3.8 mostra a disposição e os espaçamentos dos cabos em planta.



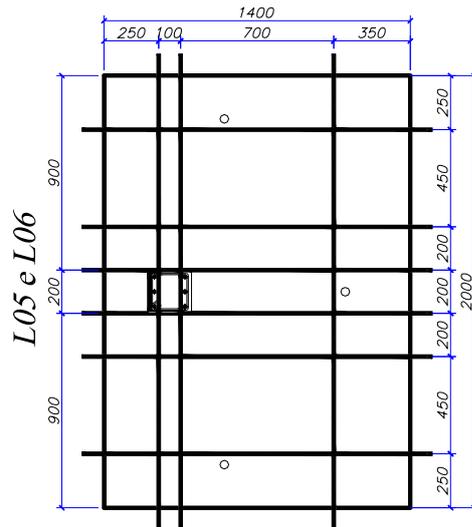
(a) – Disposição dos cabos do modelo L01.

(b) – Disposição dos cabos do modelo L02.

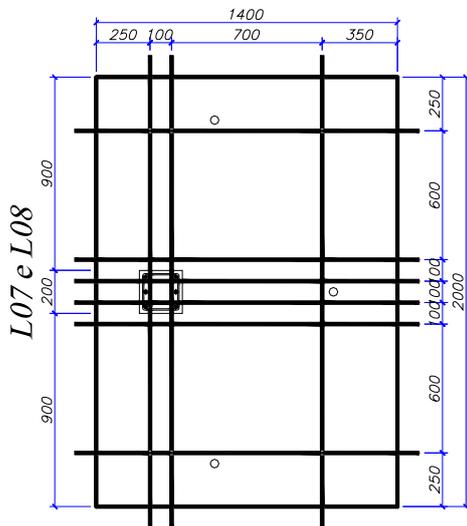
Figura 3.8 – Disposição da armadura ativa em planta.



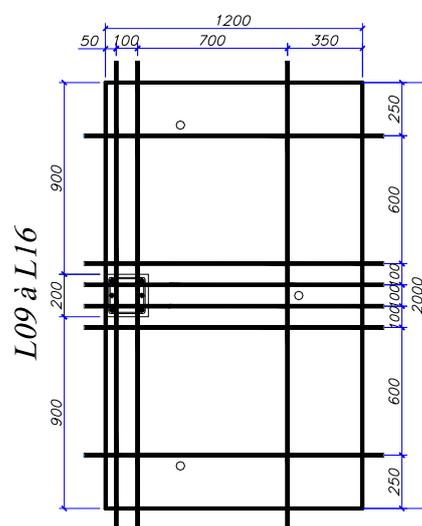
(c) – Disposição dos cabos dos modelos L03 e L04.



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



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



(f) – Disposição dos cabos dos modelos L09 à L16.

Figura 3.8 – Disposição da armadura ativa em planta – Continuação.

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. Em todos os modelos, os cabos receberam a numeração ilustrada a seguir na Figura 3.9. Os perfis dos cabos com suas locações e cotas fixas podem ser vistos na Figura 3.10. A Tabela 3.1 mostra as cotas verticais variáveis dos cabos em cada modelo.

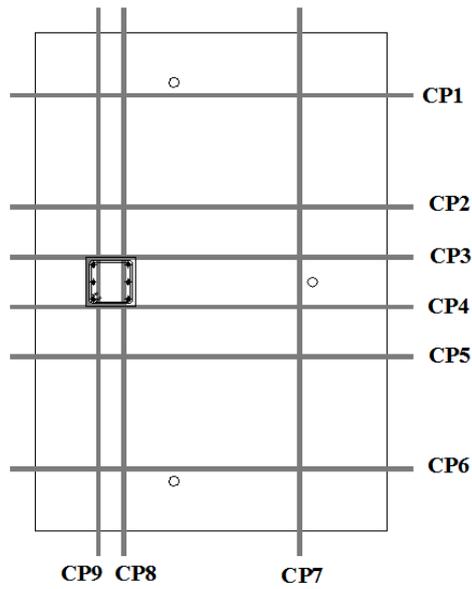
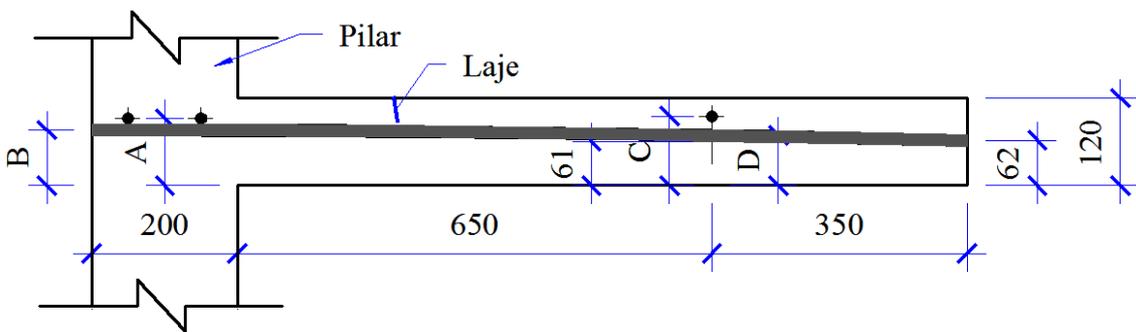
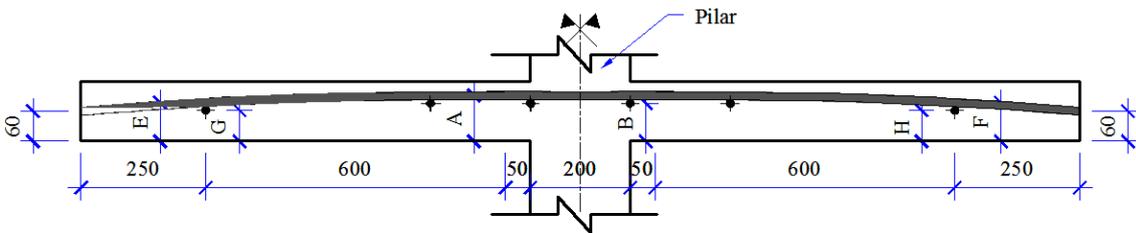


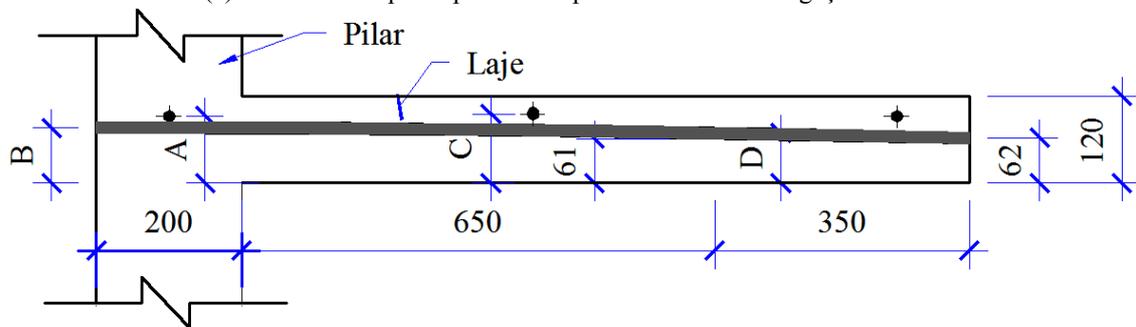
Figura 3.9 – Numeração dos cabos dos modelos



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

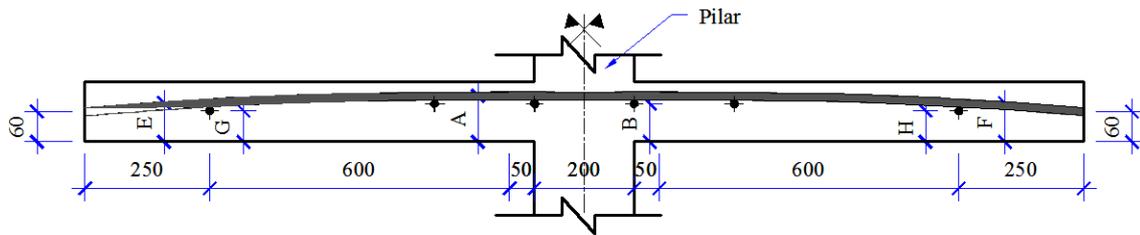


(a) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação do modelo L01.

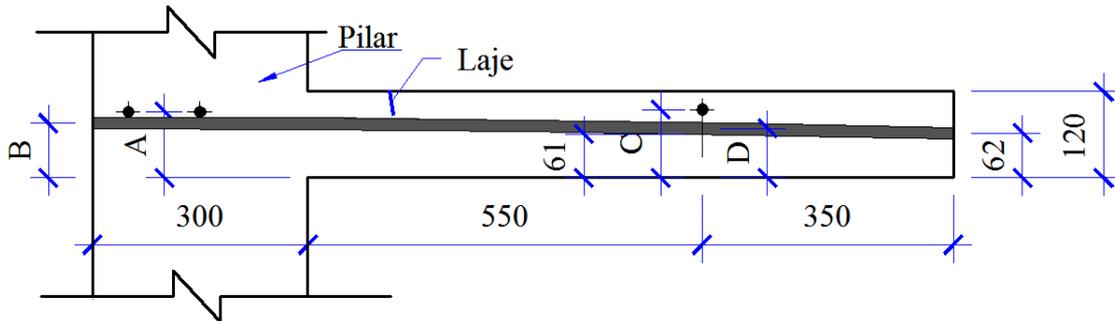


(c) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação do modelo L02.

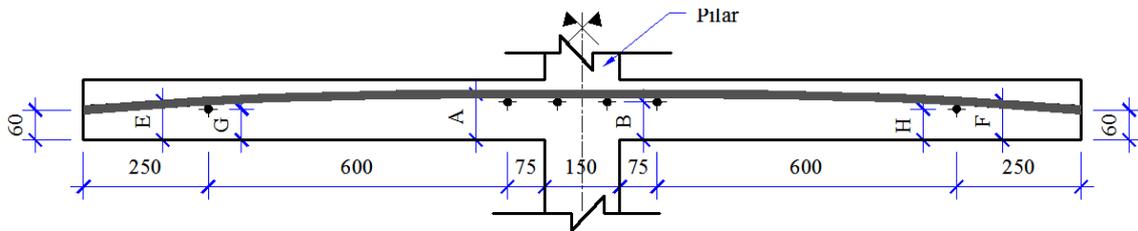
Figura 3.10 – Vistas dos modelos com a armadura ativa de perfil parabólico.



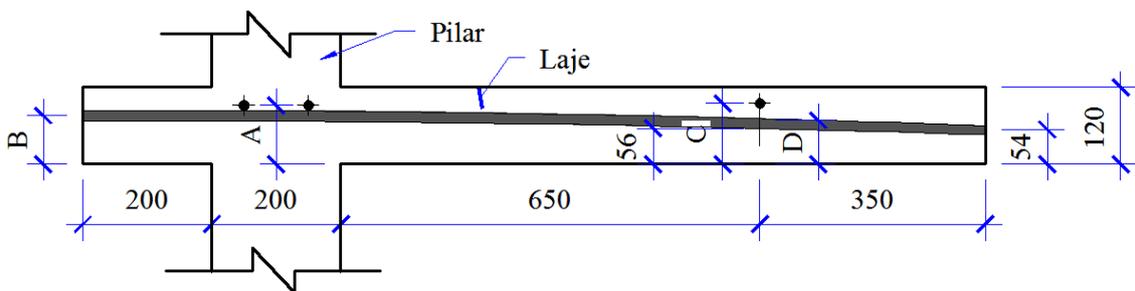
(d) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação do modelo L02.



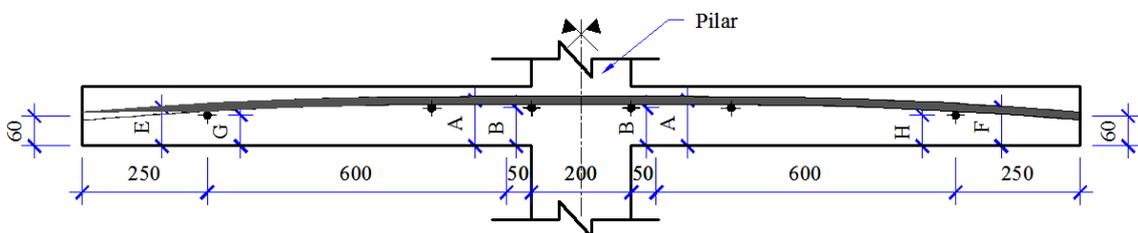
(e) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação dos modelos L03 e L04.



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

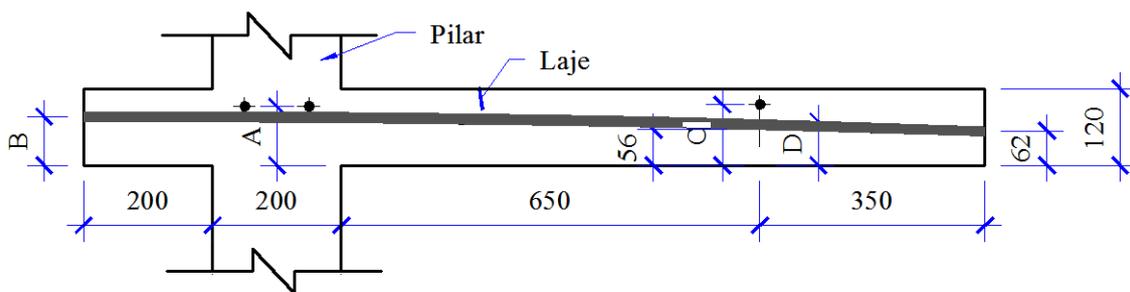


(g) – Cabo com perfil parabólico perpendicular à borda da ligação dos modelos L05 e L06.

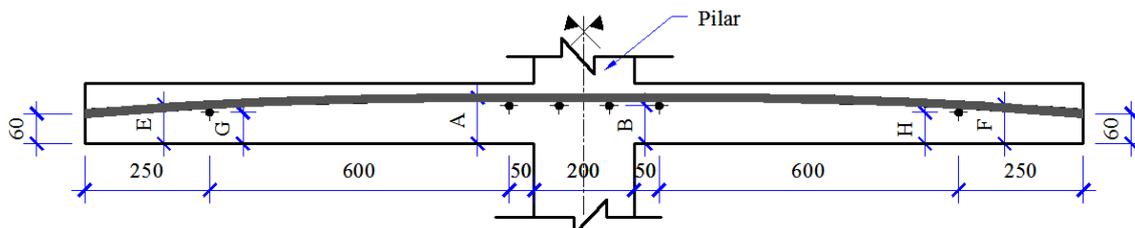


(h) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação dos modelos L05 e L06.

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



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



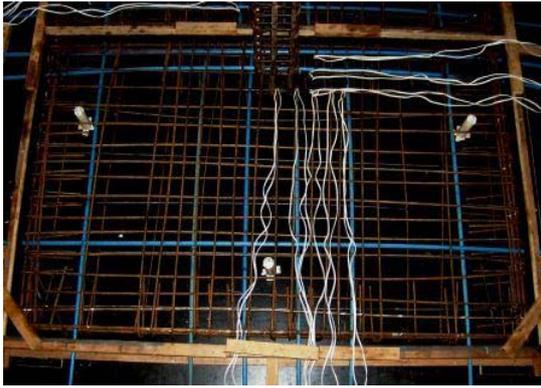
(j) – Cabo com perfil parabólico paralelo à borda da ligação dos modelos L07 e L08.

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

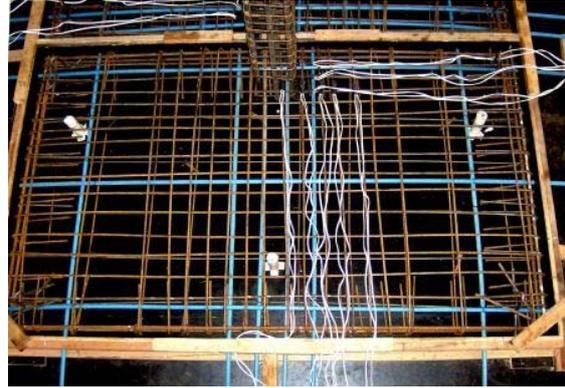
Tabela 3.3 – Cotas verticais dos cabos de protensão dos modelos (mm).

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
L09	97	85	100	81	81	84	67	69
L10	98	85	99	83	83	84	68	67
L11	97	88	99	75	82	82	68	67
L12	98	83	99	79	82	81	68	68
L13	100	89	105	88	85	86	69	70
L14	95	83	97	80	84	79	69	65
L15	99	85	97	80	83	84	69	68
L16	96	87	100	82	83	82	69	68

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.



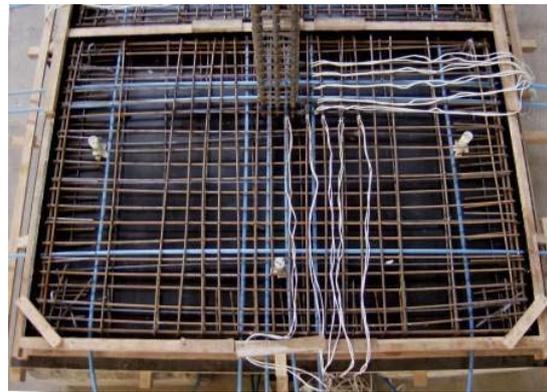
(a) – Modelo L01



(b) – Modelo L02



(c) – Modelo L03



(d) – Modelo L08

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

3.2.4 – 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.

Os modelos L13 e L14 tiveram as barras paralelas da armadura longitudinal que passavam pelas faces de maior dimensão dos pilares instrumentadas. A armadura e as barras instrumentadas são mostradas na Figura 3.13.

A Figura 3.12 mostra uma barra já limada e lixada e com um extensômetro colado e a Figura apresenta as posições dos extensômetros nos modelos.



Figura 3.12 – Extensômetro colado em barra da armadura passiva.

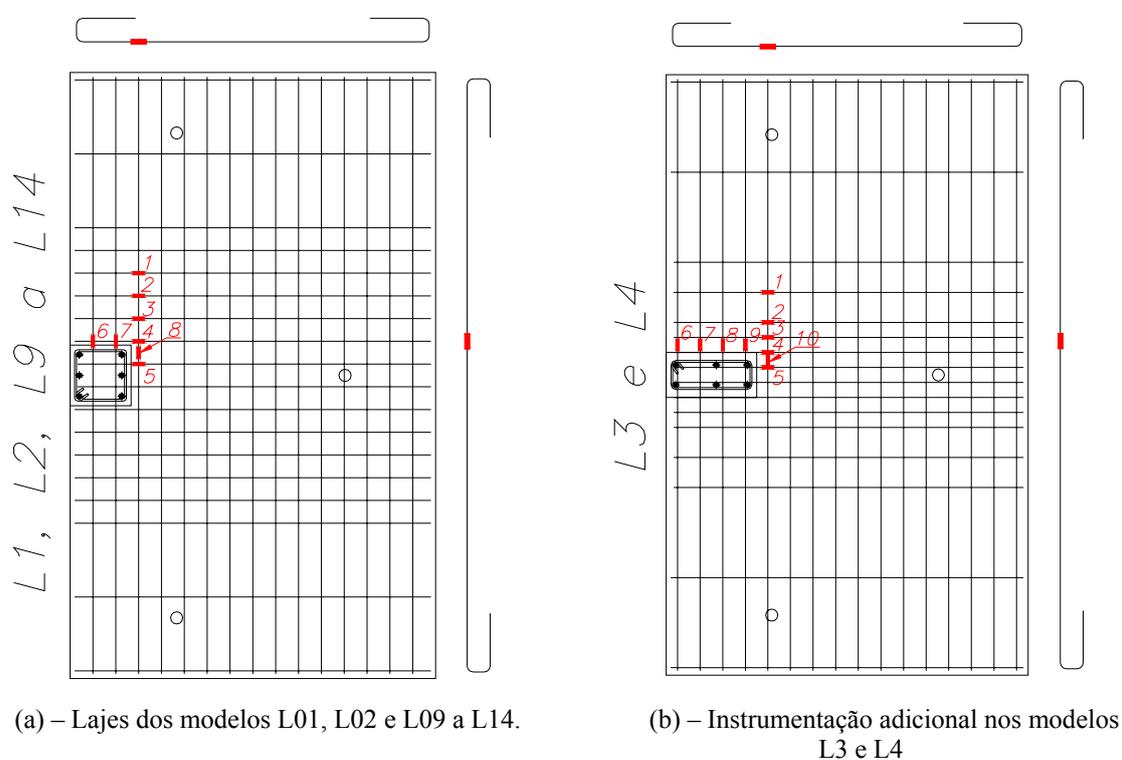


Figura 3.13 – Disposição dos extensômetros nas barras da armadura passiva de flexão.

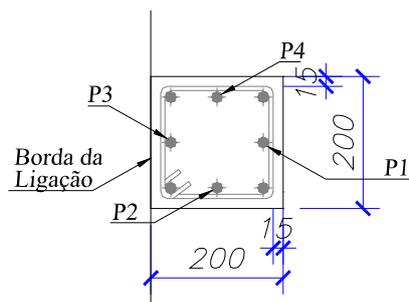
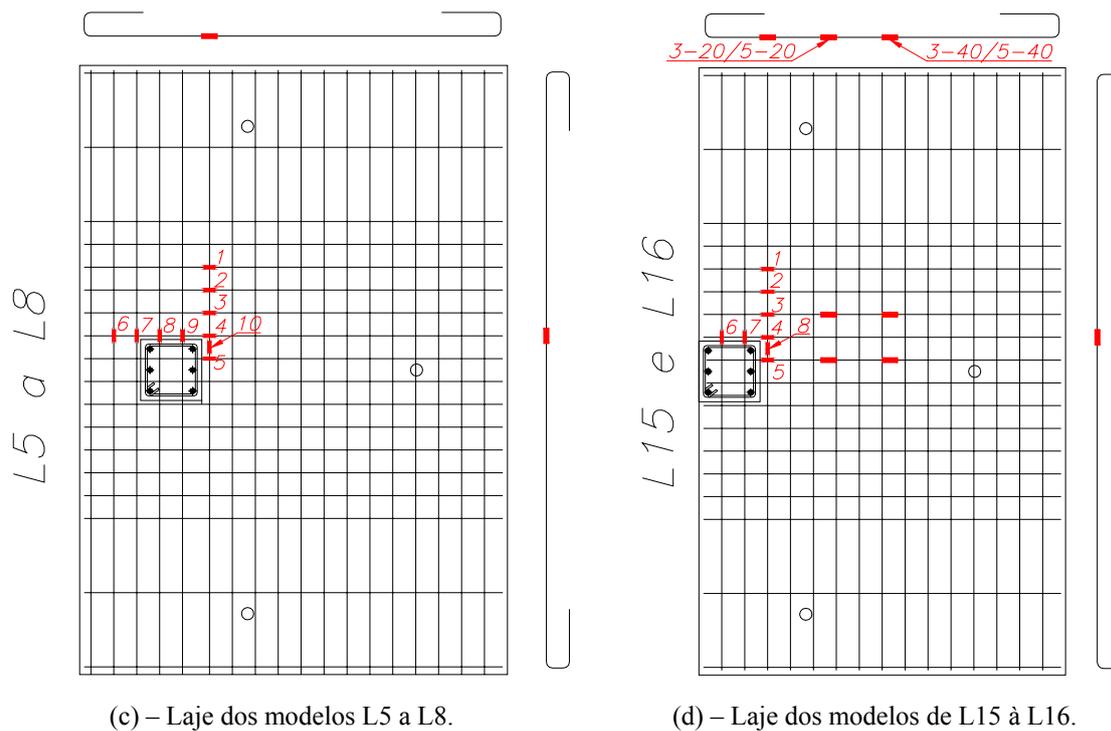


Figura 3.13 – Disposição dos extensômetros nas barras da armadura passiva de flexão –
Continuação.

Depois do processo de fixação dos extensômetros, cada terminal foi soldado a uma ponta de um cordão flexível paralelo e 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 celeridade ao processo. A bancada e a aplicação da camada de resina epóxi são mostradas na Figura 3.14.



(a) – Bancada para instrumentação das barras.



b) – Detalhe da aplicação da resina epóxi.

Figura 3.14 – Proteção isolante dos extensômetros com resina epóxi.

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 com silicone pode ser vista na Figura 3.15.



Figura 3.15 – Proteção mecânica dos extensômetros com silicone.

Finalmente, colocou-se uma última camada protetora usando fita isolante auto-fusão como é mostrado na Figura 3.16.



Figura 3.16 – 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 captar deformações de 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.

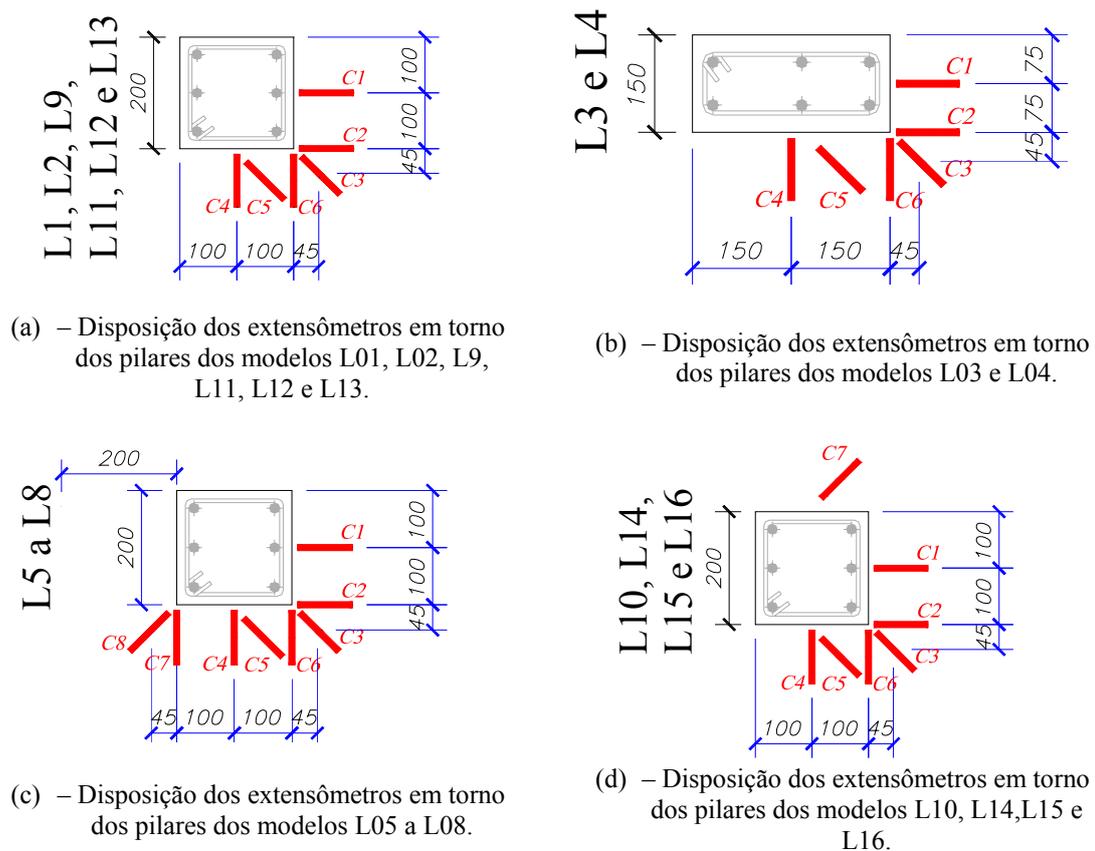
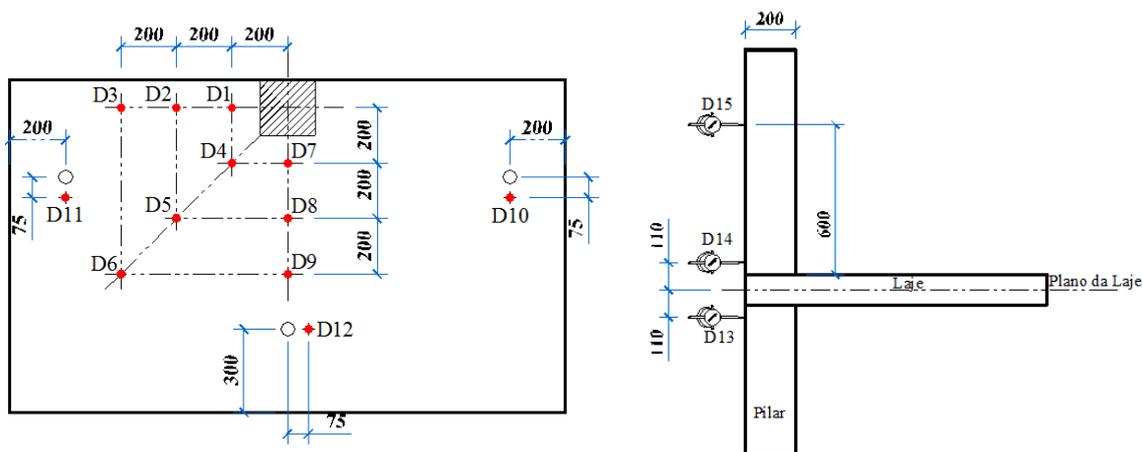


Figura 3.17 – Disposição dos extensômetros colados na face inferior da laje.

Para os modelos L01 à L08 pode-se admitir a hipótese de que, sendo a geometria do modelo e o carregamento simétricos ao eixo perpendicular à borda livre que passa pelo centro do pilar os efeitos serão também simétricos a este eixo, pôde-se reduzir a quantidade de extensômetros tanto para barras quanto para o concreto. Contudo, para os modelos L09 à L16 essa hipótese não mais pode ser considerada, mesmo assim, as configurações de instrumentação foram mantidas para que se pudesse ter um padrão para comparações entre os resultados de ensaio de cada modelo.

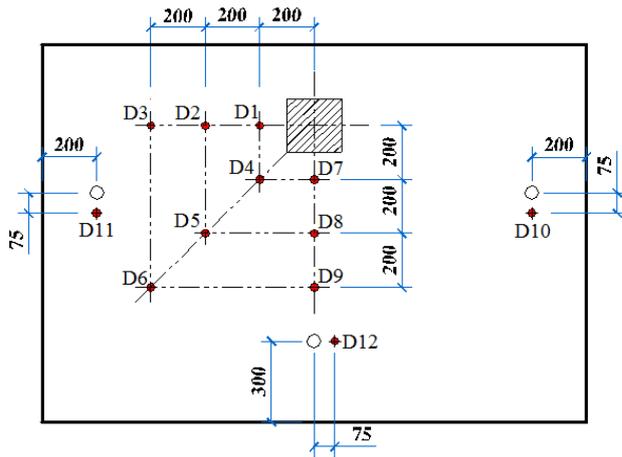
Quanto aos deslocamentos horizontais e verticais de cada modelo, estes foram medidos por meio de defletômetros mecânicos da marca HUGGENBERGER ZÜRICH. Foram utilizados 15 defletômetros em cada modelo para a primeira série de ensaios (modelos L01 à L08), para a segunda série de ensaios (modelos L09 à L16) foram utilizados 14 defletômetros. O motivo da redução na quantidade de defletômetros foi que o defletômetro D15, posicionado na parte superior do pilar superior, destinava-se a monitorar os deslocamentos naquela região, avaliando o desempenho da restrição projetada para servir de apoio horizontal (as restrições, bem como a modificação promovida no pórtico serão mostradas adiante). 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 para os modelos L01 à L08, para os modelos L09 à L16 a distribuição dos defletômetros foi mantida não apenas para manter o padrão da instrumentação, mas também para que se pudesse ter acesso à porção da laje para marcar as fissuras que fossem surgindo durante os ensaios. 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 e D14 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 a rotação do pilar na região da ligação. As posições de cada defletômetro são apresentadas na Figura 3.27.



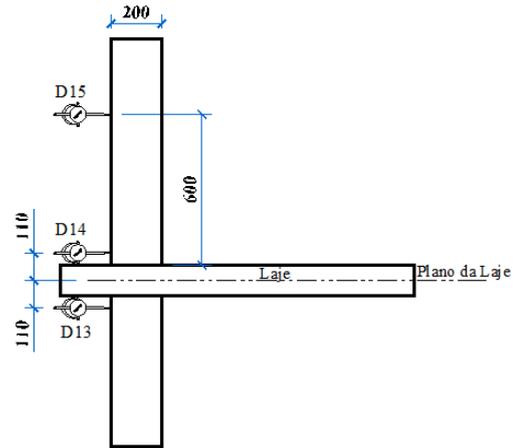
(a) – Localização dos defletômetros nos modelos sem *overhang*.

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

Figura 3.18 – Posicionamento dos defletômetros em várias partes do modelo.



(c) – 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.



(g) – Defletômetros posicionados no pilar.

Figura 3.19 – Posicionamento dos defletômetros em várias partes do modelo – Continuação.

As monocordoalhas foram instrumentadas através de células de carga posicionadas nas ancoragens passivas de cada cabo. As células de carga utilizadas foi confeccionadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília com base em projeto do Professor Yosiaki Nagato. Os cilindros metálicos vazados destas células de carga foram cedidos pelo Laboratório de FURNAS – Centras Elétricas S.A. As células foram instrumentadas e montadas no Laboratório de Estruturas e calibradas antes dos ensaios no Laboratório de Materiais, ambos do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. A capacidade de carga de cada célula cedida era, em média, de 300 kN, o que corresponde a aproximadamente 170% da carga de ruptura de uma monocordoalha, o que as habilita plenamente para medir a carga aplicada nestas.



Figura 3.19 – 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 módulos de aquisição de dados 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).

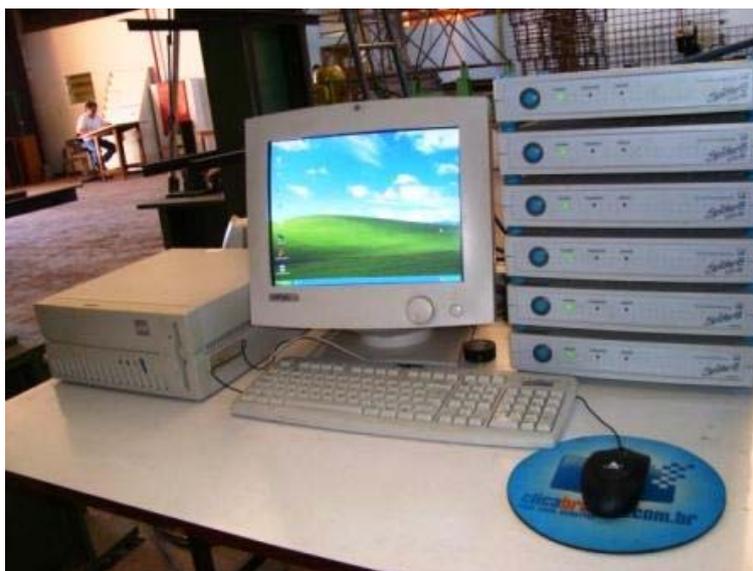


Figura 3.20 – Sistema de aquisição de dados durante ensaio.

O acompanhamento da aplicação dos passos de carga foi feito com de indicadores digitais da marca KRATOS de capacidade de 500 kN (ver Figura 3.21), conectados diretamente às células de carga. Foi instalada uma célula de carga em cada macaco hidráulico de aplicação de carga. Nos macacos vazados elas foram colocadas entre estes e as placas metálicas onde se apoiavam as arruelas de fixação dos tirantes metálicos e no macaco de pistão maciço entre este e uma viga de reação do pórtico como mostra a Figura 3.22.



Figura 3.21 – Indicadores para acompanhamento dos passos de carga durante ensaio.

Células de monitoramento dos pontos de aplicação de carga.



Figura 3.22 – Localização das células de carga para medição dos carregamentos.

3.2.5 – Formas e concretagem das lajes dos modelos

As formas utilizadas para os modelos foram confeccionadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília em madeirite resinado com espessura de 16 mm. Foram produzidos quatro blocos de formas, com o objetivo de produzir oito modelos locais em uma única concretagem, devendo cada bloco de forma ser utilizado duas vezes, passando apenas por pequenas recuperações e remontagem. Cada bloco de forma tinha, portanto, a capacidade de produzir dois modelos locais de ensaio como mostra a Figura 3.23, e tendo sido realizadas duas concretagens, modelos L01 à L08 na primeira concretagem e modelos L09 à L16 na segunda concretagem, chega-se ao total de modelos ensaiados.



Figura 3.23 – Formas dos modelos locais.

A não fixação das formas dos pilares superiores à fôrma das lajes se deveu a 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 foram mostradas na Figura 3.23.

Os modelos foram concretados monoliticamente, todos no mesmo dia, com concreto usinado, a Figura 3.25 mostra detalhes da concretagem. O traço empregado na dosagem do concreto é mostrado na Tabela 3.4, que apresenta também as quantidades de material gasto por m³ de concreto.

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 na primeira concretagem e 11,2 cm na segunda concretagem, resultados estes que avalizaram a concretagem. A Figura 3.24, mostra a execução do teste.



Figura 3.24 – 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, com agulha de diâmetro 35 mm, foram utilizados para o adensamento da laje e um menor, com agulha de diâmetro 25 mm, foi utilizado para vibrar os pilares e a região da ligação laje/pilar como mostrado na Figura 3.25.



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

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

Figura 3.25 – Lançamento e adensamento do concreto.

Foram moldados 36 corpos de prova durante cada uma das duas concretagens dos modelos. Na primeira concretagem foram moldados corpos de prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro de base e 30 cm de altura, na segunda foram concretados corpos de prova cilíndricos de 7,5 cm de diâmetro de base e 15 cm de altura. 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 3.26.



Figura 3.26 – Moldagem dos corpos de prova.

A seqüência de concretagem de cada modelo foi: concretagem do pilar inferior, concretagem da laje e concretagem do pilar superior. Após a execução das duas primeiras etapas e de um acabamento preliminar nas lajes em todos os modelos as formas dos pilares superiores eram posicionadas, e em seguida os pilares eram concretados (ver Figura 3.28). Os fios da instrumentação eram, então, fixados na forma dos pilares superiores de cada modelo e, por fim, era providenciado o acabamento final das lajes.



(a) – Acabamento das lajes



(b) – Colocação das formas superiores dos pilares

Figura 3.27 – Acabamento e aspecto final dos modelos após a concretagem.



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



(d) – Acabamento na superfície das lajes.

Figura 3.28 – Acabamento e aspecto final dos modelos após a concretagem –
Continuação.

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.

Apesar dos cuidados tomados durante a concretagem, dois modelos, L10 e L14, não tiveram sucesso em suas concretagens. Devido à breve atraso no procedimento de concretagem, o concreto fresco que já havia apresentado 11,2 cm para o teste de abatimento de tronco de cone, valor próximo ao limite requisitado (10 ± 2 cm) perdeu plasticidade. Como resultado, as formas dos pilares inferiores desses modelos não foram completamente preenchidas, como visto na Figura 3.29. Para corrigir o problema foi providenciada recuperação das partes atingidas apicoando a superfície a ser recuperada e aplicando graut da marca Bautech, capaz de atingir 45 MPa em 28 dias. Os resultados dos ensaios para verificação da resistência do graut empregado serão apresentados no Capítulo 4.



(a) – Vista geral do modelo L10 antes de ser recuperado.



(b) – Detalhe do modelo L10 antes de ser recuperado.

Figura 3.29 – Vistas do pilar inferior do modelo L10 antes da recuperação com graute.

3.2.6 – Detalhes Construtivos

Antes da concretagem, os modelos receberam, ancorados nas armaduras superiores das lajes, quatro ganchos com o objetivo de posteriormente facilitar o transporte por içamento, empregando uma ponte rolante com capacidade de 5 t instalada dentro do Laboratório de Estruturas. A Figura 3.30 mostra o transporte de um dos modelos utilizando esses ganchos.



Figura 3.30 – Içamento e transporte dos modelos por meio de cabos de aço fixados em ganchos.

Nos pontos de aplicação de carga foram transpassados, nas formas de todos os modelos, trechos de tubos PVC de 50 mm de diâmetro e 120 mm de comprimento (ver Figura 3.31),

para possibilitar a instalação dos tirantes metálicos do esquema de ensaio como será mostrado mais adiante.



Figura 3.31 – Canos de PVC fixados nas formas.

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 foi reforçado estruturalmente para a realização deste trabalho. O pórtico metálico recebeu em suas colunas enrijecedores metálicos na região de ligação com a viga de reação. As colunas receberam ainda duas mãos francesas para colaborar no suporte a cargas laterais vindas de desequilíbrios entre as cargas aplicadas durante ensaios. No caso deste trabalho, na sua segunda série de ensaios houve desequilíbrio na aplicação das cargas P1, o que provocou momentos desbalanceados paralelos à borda da ligação. Assim, foi necessária uma modificação considerável no pórtico para que este pudesse ser utilizado com o arranjo de cargas designado para os modelos L09 à L16 (com desigualdade em todos os pontos de carga (P1_E, P1_D e P2), como será apresentado adiante). 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 no caso da restrição inferior e em duas no caso da restrição superior. A viga de reação por sua vez, anteriormente composta por perfil duplo I, foi também reforçada tornando-se uma viga de perfil caixão fechado para melhorar sua capacidade à torção, uma vez que esse esforço surgiria provocado pela restrição horizontal do pilar superior dos modelos da segunda série. A Figura 3.32 mostra como era o pórtico, a Figura 3.33 mostra o reforço executado e a Figura 3.34 mostra esquematicamente como os modelos foram ensaiados.

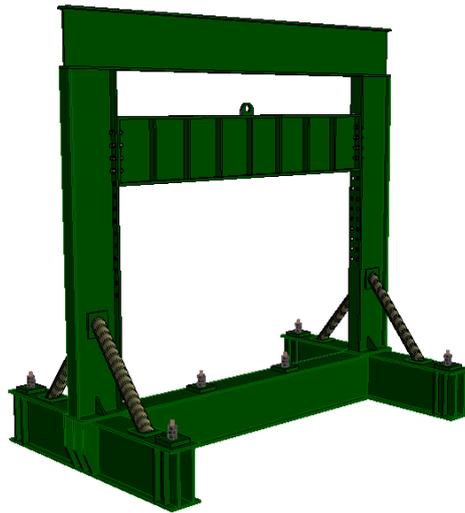


Figura 3.32 – Pórtico de ensaios antes das modificações implementadas.



(a) – Vista geral da modificação implementada.



(b) – Vista dos enrijecedores e restrições do pórtico.



(c) – Vista da restrição superior.



(d) – Vista da restrição inferior.

Figura 3.33 – Pórtico após a execução do reforço.

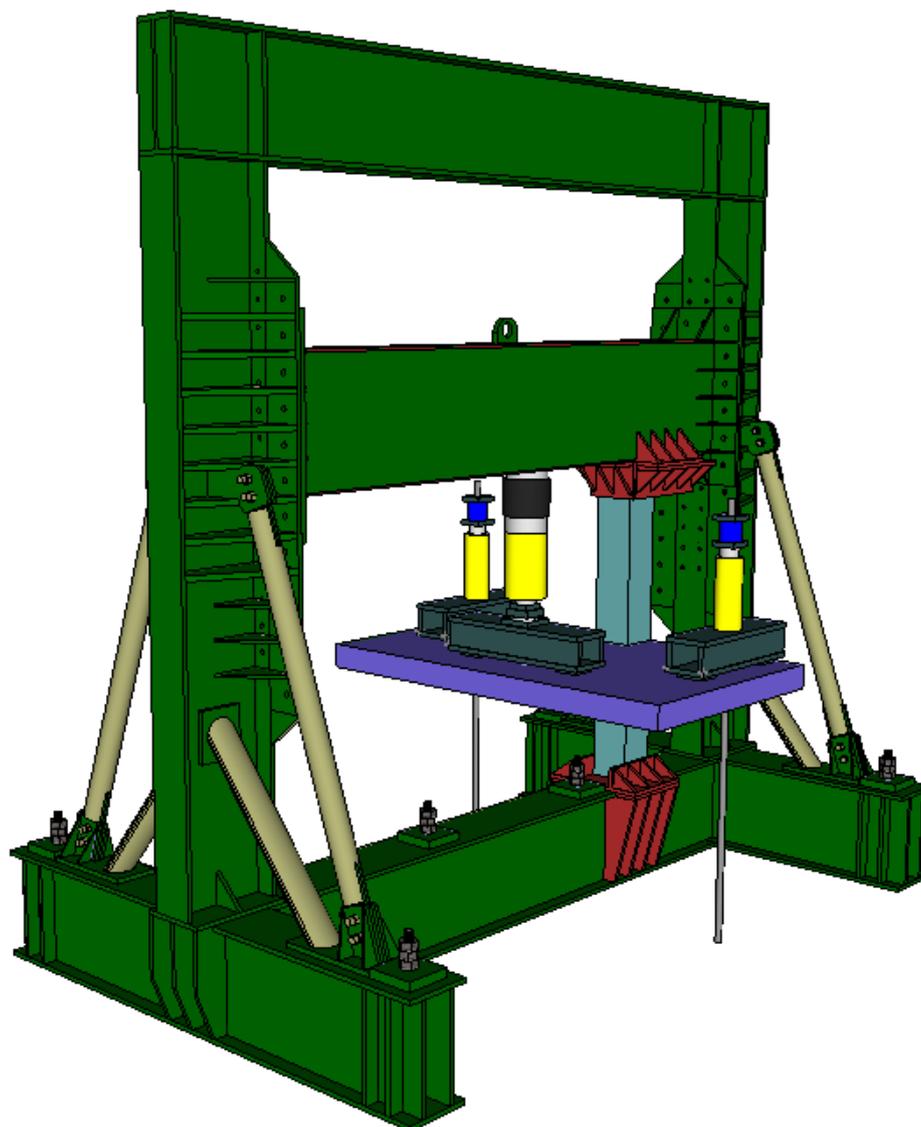


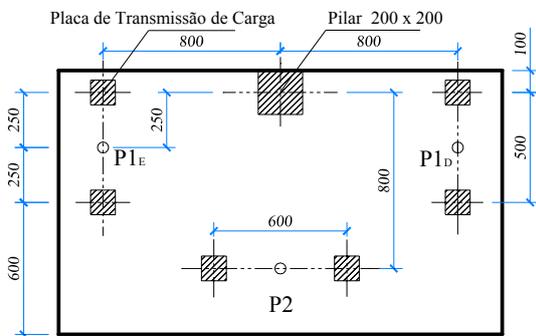
Figura 3.34 – Posicionamento do modelo no pórtico de ensaio.

Foi também colocado um perfil metálico de grande rigidez de 400 mm de comprimento na extremidade inferior do pilar do modelo, entre este e o pórtico. 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 restrições inferior e superior ofereceram reação horizontal nos pilares. Eles são mostrados na Figura 3.35.



Figura 3.35 – Restrições metálicas nas extremidades do pilar.

Quanto à aplicação de carga nos modelos, são mostrados na Figura 3.36 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 é dividido em dois, ou seja, as cargas aplicadas ao modelo, na verdade, foram distribuídas em seis pontos de aplicação de carga.



(a) – Locação das cargas em planta.



(b) – Placas posicionadas em um modelo.

Figura 3.36 – Locação dos pontos de carga nos modelos locais de ensaios.

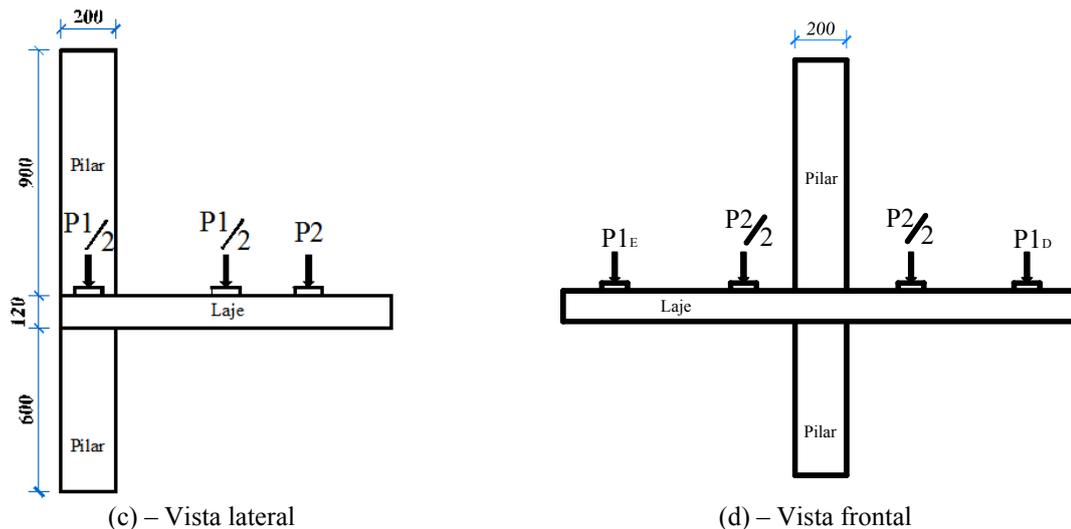


Figura 3.36 – Locação dos pontos de carga nos modelos locais de ensaios – Continuação.

As cargas P1 foram aplicadas por dois macacos hidráulicos de pistão vazado acionados por uma única bomba elétrica na primeira série de ensaios (modelos L01 a L08) e por duas bombas hidráulicas manuais independentes na segunda série de ensaios (modelos L09 a L16) 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 3.37 e na Figura 3.38. A capacidade de carga dos macacos posicionados nas posições P1 era de 300 kN, enquanto que a capacidade do macaco posicionado na posição P2 era de 1000 kN.



(a) – Macacos de aplicação das cargas P1.



(b) – Macaco de aplicação da carga P2.

Figura 3.37 – Macacos hidráulicos de aplicação de cargas.



(a) – Bomba de aplicação das cargas P1 na primeira série.



(b) – Tipo de bomba de aplicação das cargas P1 e P2 na segunda série.

Figura 3.38 – Bombas hidráulicas de aplicação de cargas.

A distribuição de carga nos pontos apresentados anteriormente foi feita por meio de vigas de distribuição em 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 3.36 e essas chapas metálicas tiveram o objetivo de transferir a carga aplicada nos macacos para os dois pontos mostrados anteriormente. A Figura 3.39 mostra em detalhe a viga sobre as chapas, que por sua vez estão sobre uma camada de gesso.



Figura 3.39 – Viga de distribuição das cargas P1.

Os macacos vazados destinados a aplicação das cargas P1 tinham seu curso de pistão no sentido ascendente e foram fixados na laje de reação através de tirantes metálicos que atravessavam a laje do modelo. Já o macaco que aplicou a carga P2 tinha seu curso de pistão

no sentido descendente e foi fixado à viga de reação do pórtico também através de tirantes metálicos. Este posicionamento pode ser visto na Figura 3.37.

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 deslizasse lateralmente na direção transversal da viga de distribuição, o que poderia causar o seu empenamento e consequentes problemas durante os ensaios. A Figura 3.40 mostra em detalhes a posição da rótula entre o pistão e a viga.



Figura 3.40 – 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 3.41. 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 3.41 – Equipamentos empregados na protensão – VILLAVERDE (2008).

O esquema de protensão é apresentado a seguir na Figura 3.42. Primeiramente posicionaram-se na borda de ancoragem ativa as placas de ancoragem, o cone, uma 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 3.43).

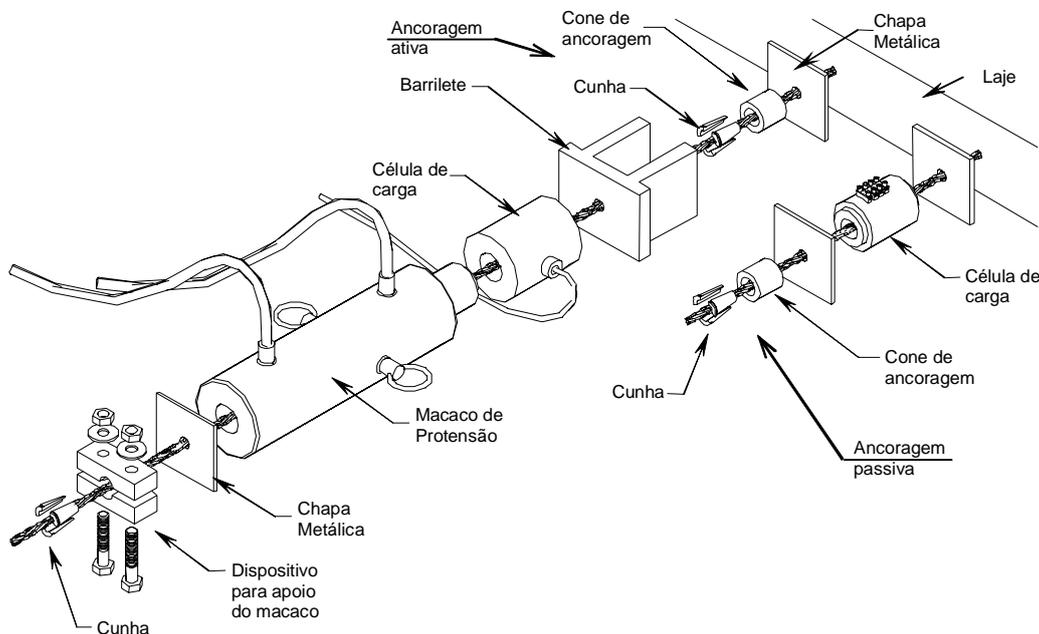


Figura 3.42 – Esquema de protensão – VILLAVERDE (2008).



(a) – Detalhe da ancoragem passiva.



(b) – Detalhe da ancoragem ativa.

Figura 3.43 – Detalhamento das ancoragens ativa e passiva.

Foi posicionado 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 3.44.



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



(b) – Sistema de protensão: barrilete, célula de carga, atuador hidráulico e dispositivo de fixação.

Figura 3.44– Sistema de protensão.

Usando o atuador 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 era aliviada de forma brusca levando à cravação 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 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 trinta minutos para cada modelo.

3.2.7.2 – Aplicação de cargas

Depois de encerrada a etapa de protensão, iniciou-se a 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 mostrado anteriormente. Na primeira série de ensaios (L01 a L08) 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 3.45) 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 3.45 – 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 visualmente 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 em barras da armadura e na superfície do concreto e das células de cargas instaladas nas monocordoalhas instantaneamente com um comando no teclado.

Com o término do ensaio era iniciada outra etapa: a 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 retirar as 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 para a primeira série de ensaios. A Tabela 4.2 apresenta os resultados para a segunda série.

Tabela 4.1 – Resultados experimentais de caracterização do concreto da primeira série.

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	
		58,3		4,2			

		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				4,7	
		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				4,2	
		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				3,8	
		57,3					
		57,5					
		57,4					

Tabela 4.2 – Resultados experimentais de caracterização do concreto da segunda série.

MODELO	Idade (dias)	f_{cj} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctj} (MPa)	f_{ctm} (MPa)
L09, L11 e L12	95	54,1	54,4	3,1	3,2
		52,9		2,9	
		56,4		3,5	
L13, L15 e L16	108	54,3	55,2	3,7	3,6
		53,9		3,1	
		57,2		3,7	
L10 e L14	126	55,5	55,5	4,2	3,5
		54,6		3,8	
		56,4		2,9	

Os ensaios foram realizados segundo as normas brasileiras destinadas a cada tipo de experimento. 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. Em virtude de mudanças nos equipamentos do Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília não foi possível realizar ensaios de Módulo de Elasticidade para os modelos da segunda série de ensaios.

Foram realizados ensaios para verificar a resistência do graute usado na recuperação dos pilares dos modelos L10 e L14, que tiveram problemas em sua concretagem, como mostrado no Capítulo 3. Os corpos de prova moldados para ensaios foram prismas de seção 40 x 40 mm e comprimento de 80 mm. Os ensaios ocorreram 15 dias após a aplicação do graute nos modelos e apresentou resultados satisfatórios e compatíveis com a realização dos ensaios destes modelos.

Os prismas para realização de ensaios de verificação de resistência à tração e à compressão foram moldados seguindo recomendações das NBR 13279:2005. Os ensaios de verificação da resistência à compressão aconteceram logo após a realização dos ensaios de tração na flexão usando os dois pedaços resultantes do ensaio de tração na flexão de cada prisma. Os resultados dos ensaios de prismas de graute aplicado nos modelos L10 e L14 são mostrados nas Figura 4.1 e Tabela 4.3.



(a) – Prisma pronto para ensaio de tração na flexão.



(b) – Ensaio à compressão do prisma.

Figura 4.1 – Ensaios dos prismas de graute aplicado nos modelos L10 e L14.

Nestes ensaios, segundo a NBR 13279:2005, a resistência à tração na flexão é calculada, em megapascals, segundo a Equação (4.1) e a resistência à compressão segundo a Equação (4.2).

$$R_f = \frac{1,5 F_f \cdot L}{40^3} \quad (4.1)$$

$$R_c = \frac{F_c}{1600} \quad (4.2)$$

Tabela 4.3 – Resultados de ensaio do graute de recuperação dos modelos L10 e L14.

MODELO	Idade (dias)	f_{cj} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctj} (MPa)	f_{ctm} (MPa)
L01 e L02	15	43,7	44,3	8,4	8,2
		45,1			
		44,1		7,9	
		45,6			
		45,4		8,2	
		42,1			

Com os resultados obtidos, foi possível a realização dos ensaios destes modelos, uma vez que a resistência à compressão de projeto era de 40,0 MPa e o graute alcançou resistência adequada, mesmo poucos dias após sua aplicação.

4.2 – ARMADURA PASSIVA NEGATIVA

Foram separadas algumas das barras da armadura passiva para a realização de ensaio de caracterização do aço utilizado nos ensaios. O ensaio de caracterização do aço utilizado foi realizado em uma máquina de ensaios servo controlada da marca MTS provida com controle de deslocamentos. O método adotado para a execução dos ensaios foi o de controle de deslocamentos com medição das cargas e deformações correspondentes. Foram ensaiadas duas barras de diâmetro 8,0 mm (CA-50) (mesmo diâmetro da armação principal das lajes dos modelos) e as deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência colados na região central de cada barra usando equipamento ADS 2000, do Laboratório de Ensaio de Materiais do Departamento de Engenharia Mecânica da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

O gráfico resultante dos ensaios realizados em duas barras é apresentado na Figura 4.2. No eixo vertical apresenta a força aplicada nas barras e o eixo horizontal apresenta as deformações sofridas pelas barras. O início do ensaio não coincide com o ponto de origem dos eixos por causa de acomodação das garras no ato de fixar as barras para o ensaio. Na Figura 4.3 são apresentadas fotos da realização destes ensaios.

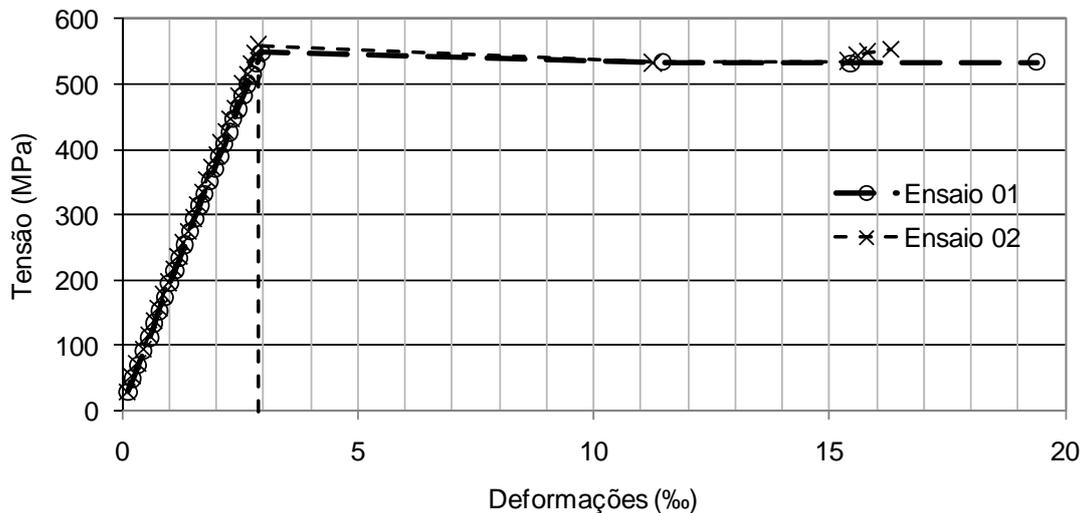


Figura 4.2 – Gráfico de caracterização do aço utilizado na confecção dos modelos de ligação laje-pilar de extremidade.

Nos dois ensaios realizados a deformação plástica média foi de 2,89%, a tensão média de escoamento das barras foi de 548 MPa e o módulo de elasticidade médio foi de 190 GPa.

Depois de as deformações superarem as marcas de 19,4‰ no Ensaio 01 e de 16,3‰ no Ensaio 02 o monitoramento foi encerrado e as barras foram tracionadas até à ruptura, que ocorreu exatamente na posição em que foi colado o extensômetro utilizado no monitoramento das deformações.



Figura 4.3 – Fotos da realização dos ensaios de caracterização do aço utilizado na confecção dos modelos de ligação laje-pilar de extremidade.

4.3 – ARMADURA ATIVA

Com base em catálogos de uma fabricante de monocordoalhas, a CIA Siderúrgica Belgo-Mineira, apresenta-se a Tabela 4.4 com os dados relevantes a respeito deste material.

Tabela 4.4 – 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

4.4 – 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 4.5 à Tabela 4.20 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 4.4 à Figura 4.19 são apresentados os gráficos referentes a esta etapa.

Tabela 4.5 – 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;

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

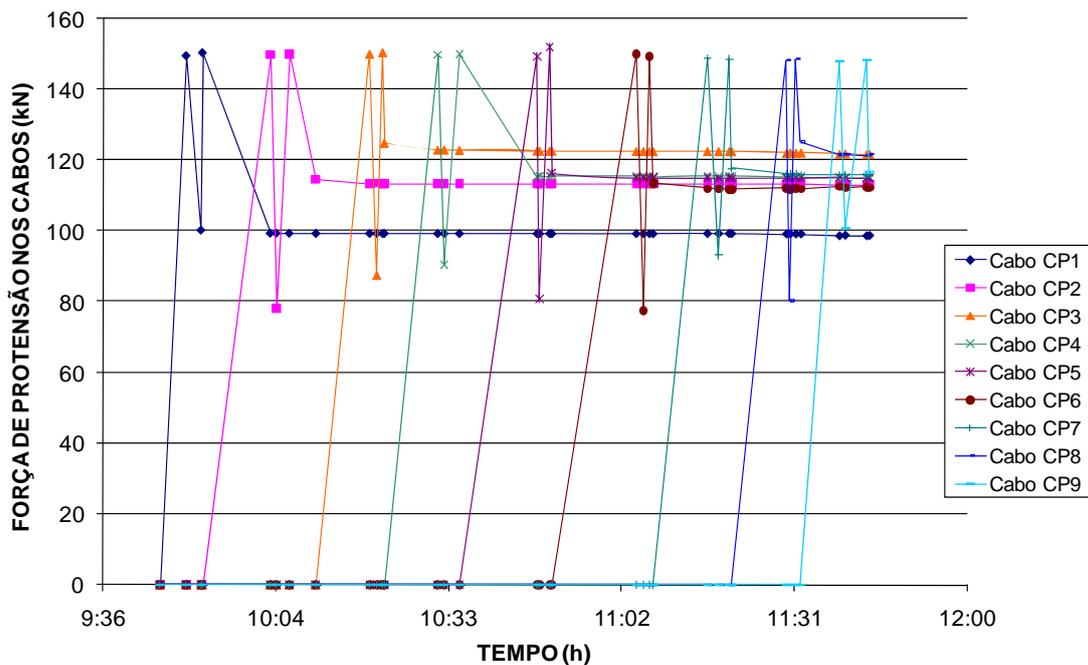


Figura 4.4 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L01.

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 do modelo L02 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.

Tabela 4.6 – 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

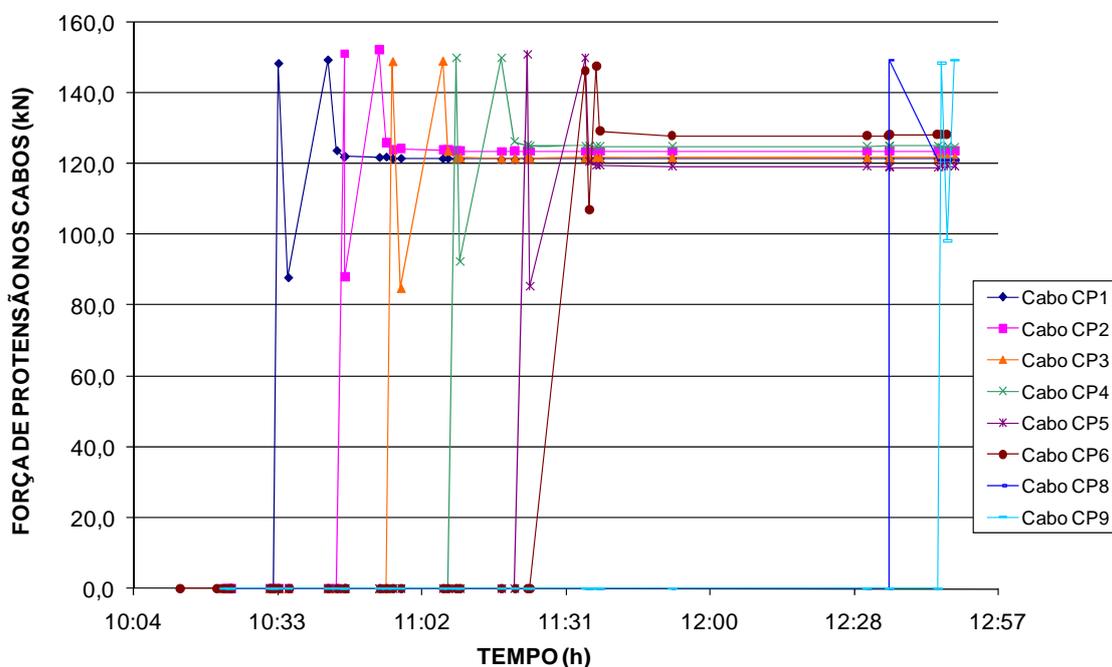


Figura 4.5 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L02.

Tabela 4.7 – 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.

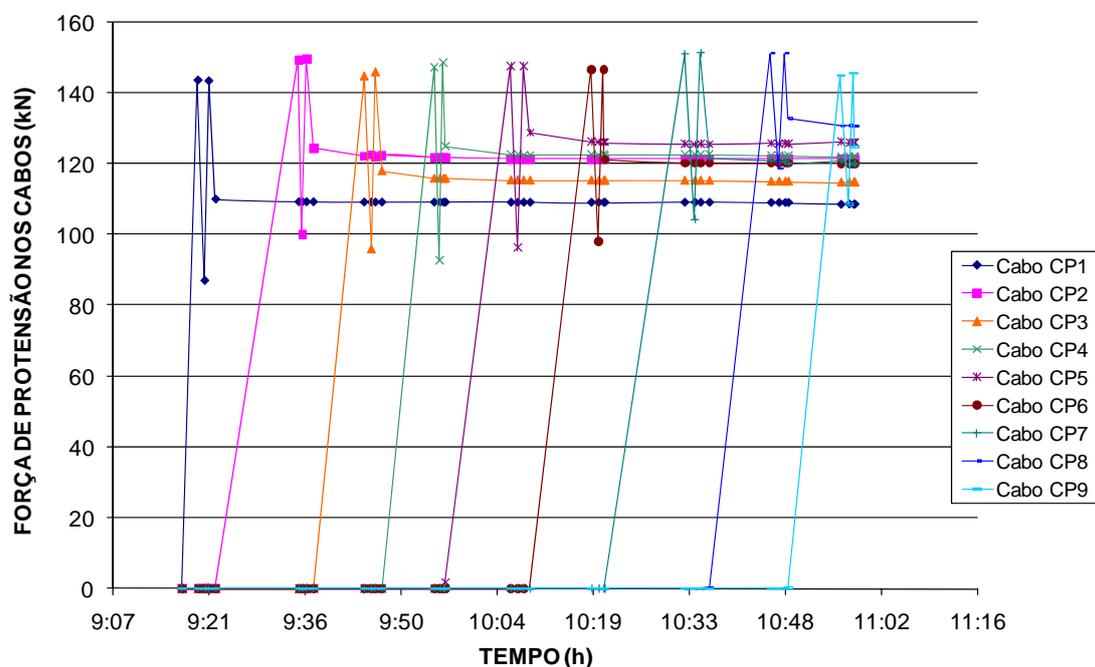


Figura 4.6 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L03.

Tabela 4.8 – 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.

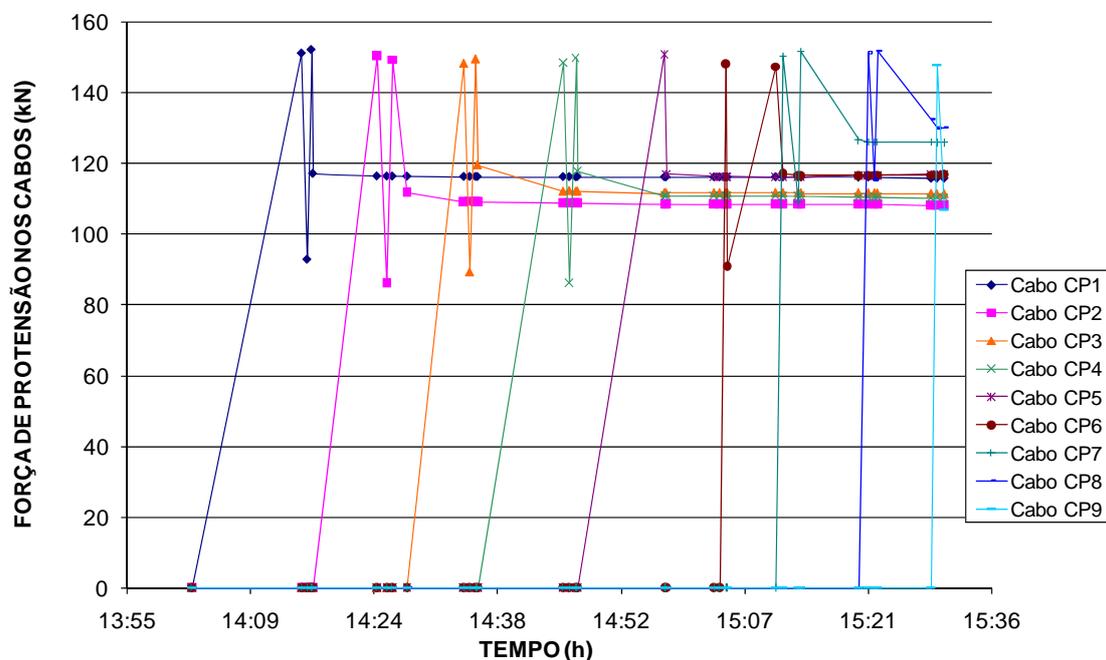


Figura 4.7 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L04.

É importante mencionar que por falhas operacionais, não foi registrada a etapa de protensão no cabo CP5 do modelo L04, sendo apresentada no gráfico e na tabela acima apenas a etapa de re-protensão.

Tabela 4.9 – 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;

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

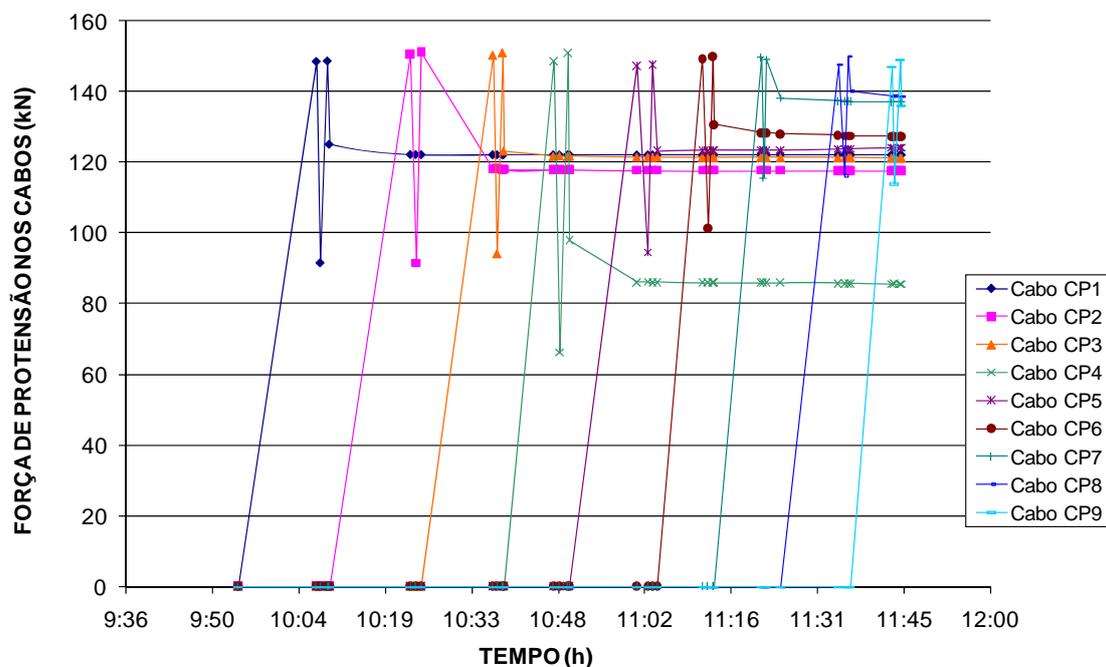


Figura 4.8 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L05.

Por má acomodação das placas metálicas no ato da re-protensão a força final de protensão restante no cabo CP4 ficou aquém do esperado e também abaixo das forças nos demais cabos deste e dos demais ensaios.

Tabela 4.10 – 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;

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

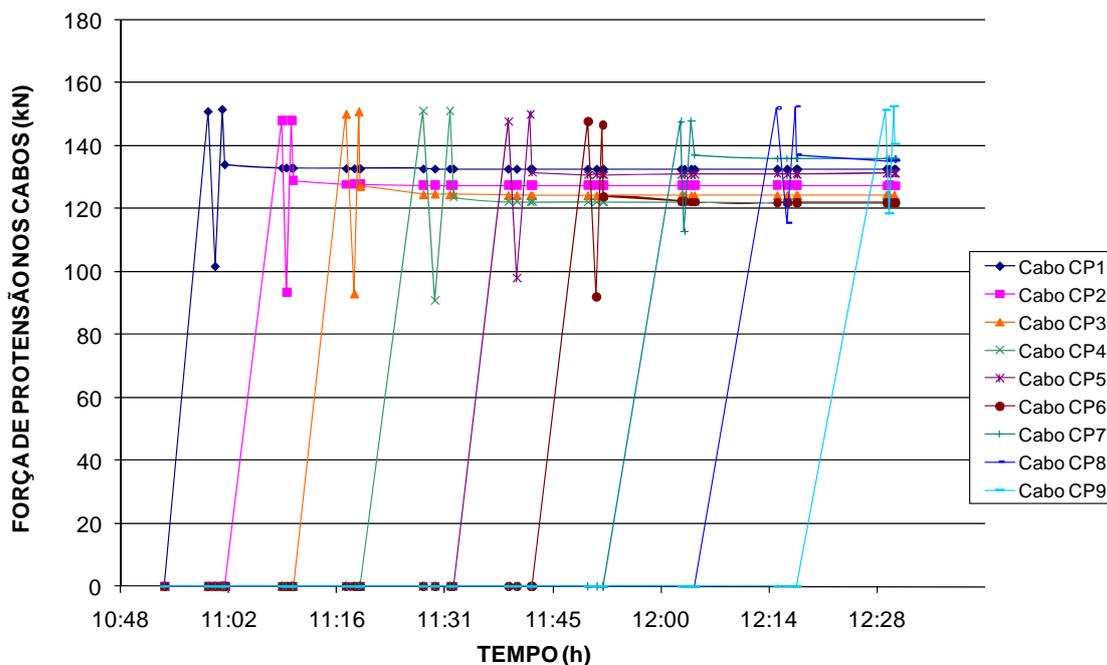


Figura 4.9 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L06.

Tabela 4.11 – 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.

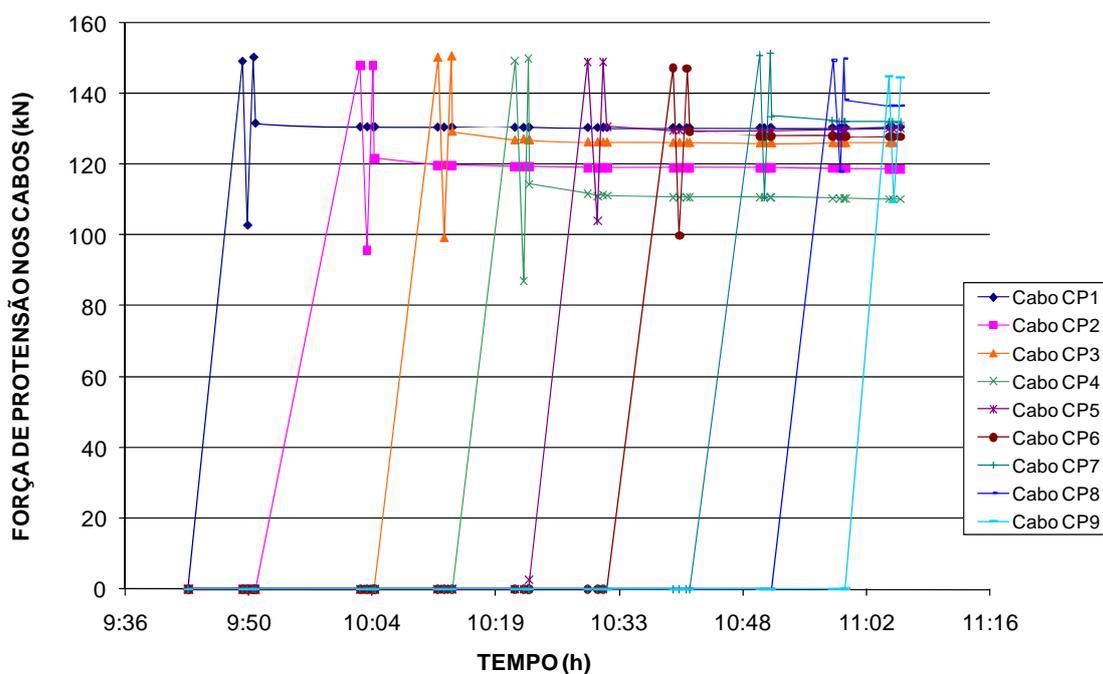


Figura 4.10 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L07.

Tabela 4.12 – 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.

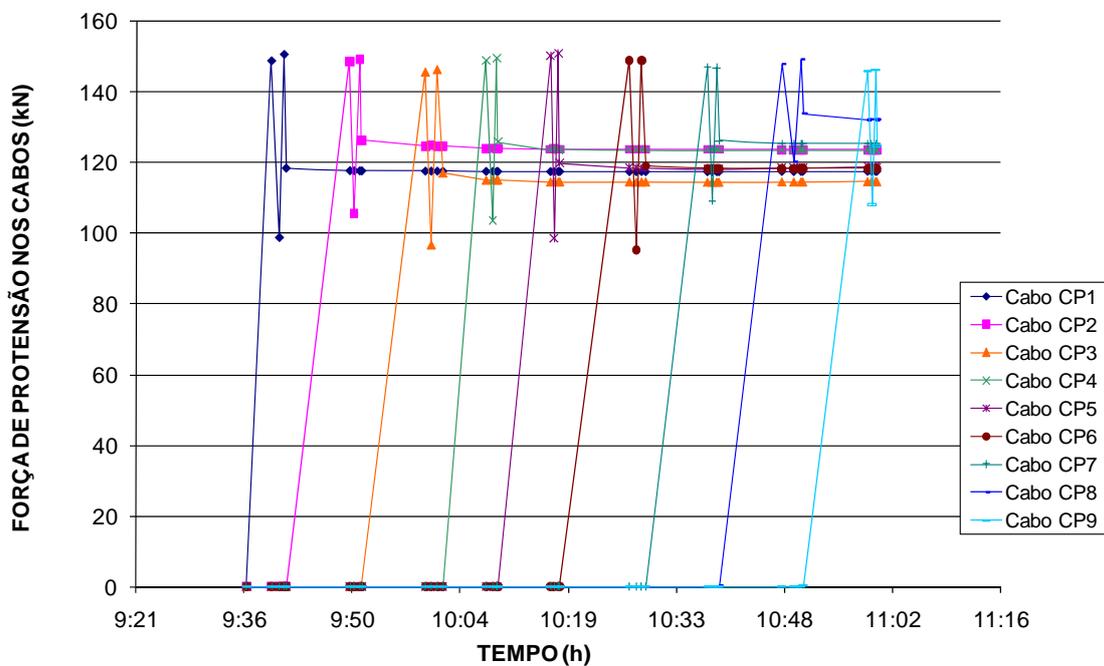


Figura 4.11 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L08.

Tabela 4.13 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L09.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	149,0	83,0	149,9	113,8	111,8
CP2	149,9	71,5	149,3	105,2	101,2
CP3	150,4	87,7	150,0	110,2	106,6
CP4	150,2	82,4	150,1	111,7	107,5
CP5	143,7	79,8	144,8	111,5	109,4
CP6	148,9	77,4	149,5	100,1	98,8
CP7	150,3	102,8	151,4	117,1	115,0
CP8	146,6	70,3	147,5	108,0	105,7
CP9	149,7	97,6	149,9	120,6	120,6

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.

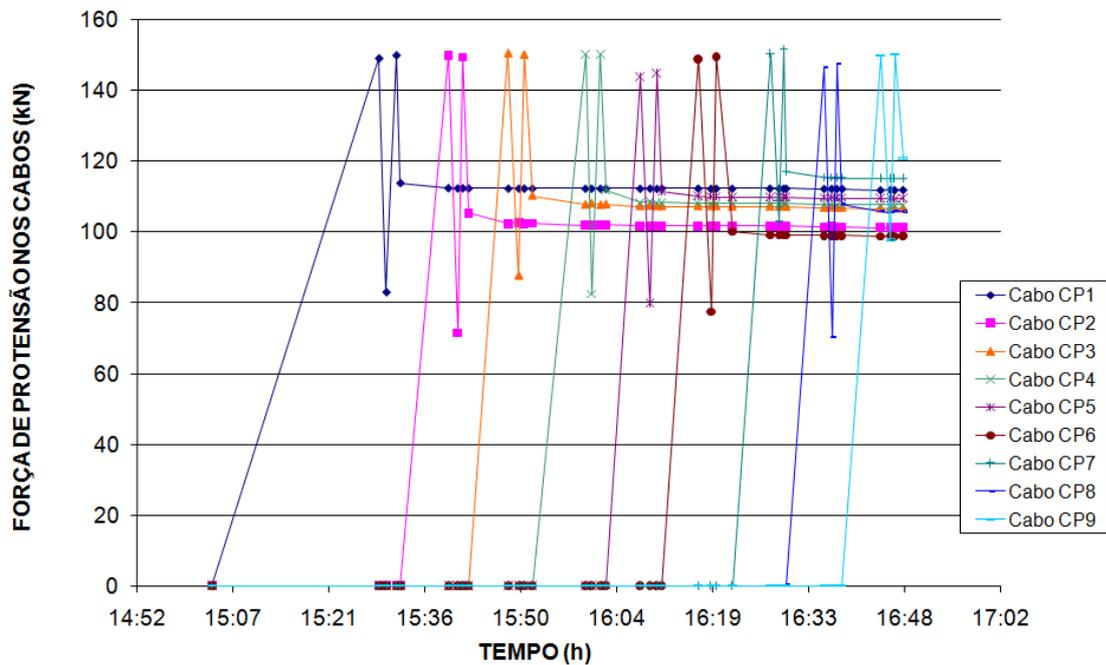


Figura 4.12 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L09.

Tabela 4.14 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L10.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	149,8	89,4	153,2	116,8	114,5
CP2	148,9	148,9	148,9	148,9	111,6
CP3	150,8	150,8	150,8	113,6	110,9
CP4	151,1	151,1	151,1	120,4	114,0
CP5	150,2	150,2	150,2	119,6	118,5
CP6	147,9	147,9	147,9	109,1	108,3
CP7	146,4	146,4	146,4	131,5	130,5
CP8	147,5	147,5	147,5	126,1	123,5
CP9	150,3	150,3	150,3	132,8	132,8

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.

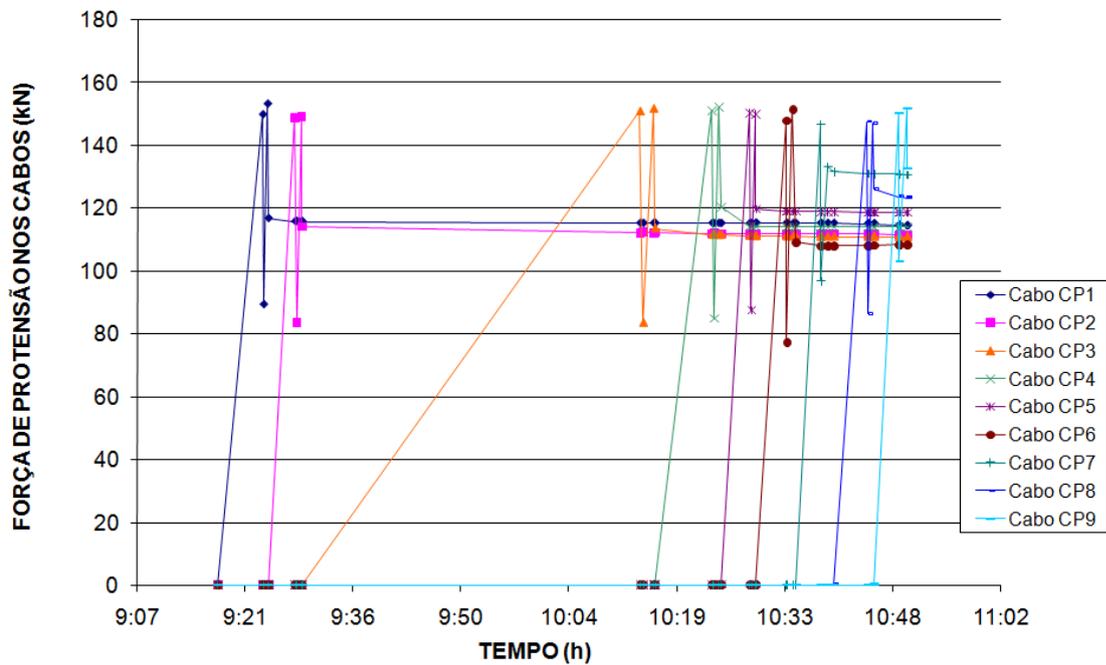


Figura 4.13 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L10.

Tabela 4.15 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L11.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P ₀ (kN)
	P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _F (kN)	
CP1	149,5	93,3	149,9	106,1	104,4
CP2	148,9	87,2	159,7	108,1	104,9
CP3	151,2	86,8	150,5	118,8	115,9
CP4	148,8	70,5	147,8	100,6	98,4
CP5	150,1	84,7	150,0	109,3	108,1
CP6	152,5	99,0	150,8	122,5	121,1
CP7	153,6	104,0	154,6	126,2	125,1
CP8	154,8	109,9	155,3	131,9	129,3
CP9	148,7	107,1	150,6	130,3	130,3

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;

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

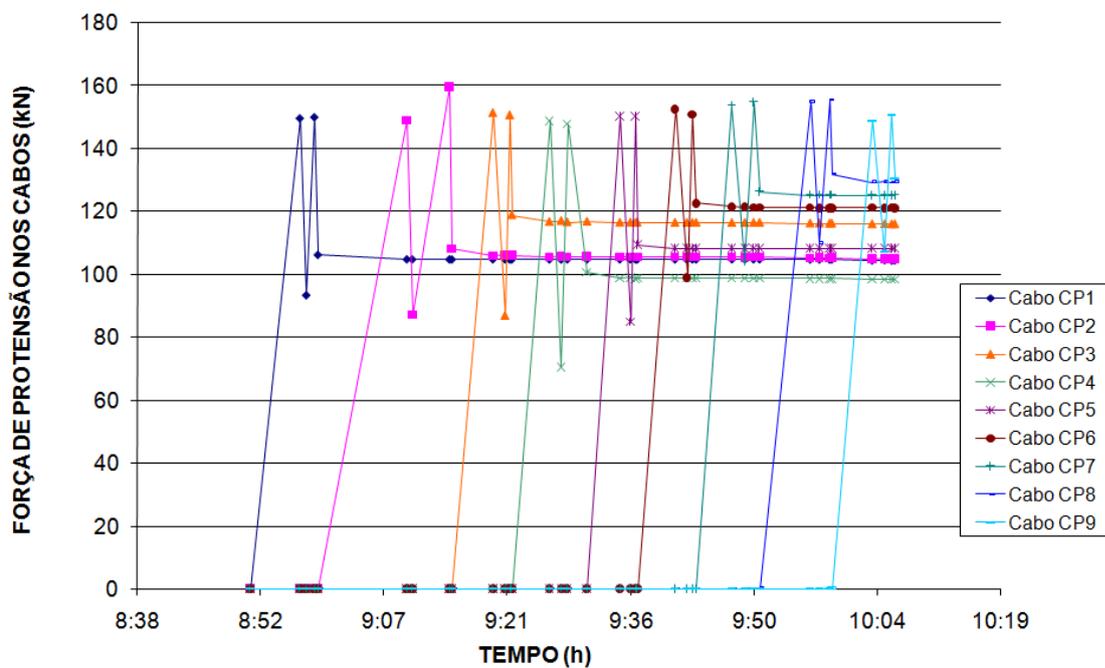


Figura 4.14 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L11.

Tabela 4.16 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L12.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	149,5	48,8	148,1	103,5	100,0
CP2	148,9	85,2	150,0	110,2	105,2
CP3	147,7	89,3	148,1	121,0	117,9
CP4	144,9	65,6	144,5	117,1	114,6
CP5	148,1	83,2	147,5	118,4	117,4
CP6	150,2	81,3	150,3	105,9	102,5
CP7	150,9	107,7	151,4	130,3	129,0
CP8	150,1	105,2	149,9	128,2	126,0
CP9	150,3	112,3	150,6	133,4	133,4

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.

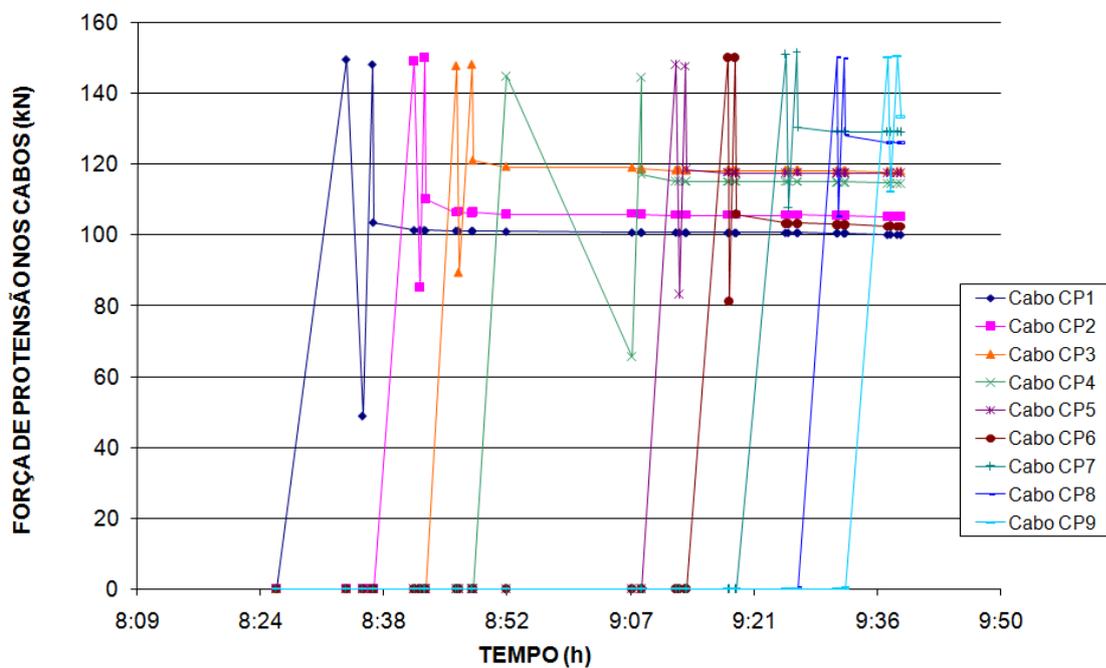


Figura 4.15 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L12.

Tabela 4.17 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L13.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	149,5	87,4	150,1	111,0	110,2
CP2	150,1	85,7	150,8	108,4	105,6
CP3	151,2	89,5	150,2	119,1	114,6
CP4	148,8	70,8	148,8	102,2	100,7
CP5	147,6	70,9	148,9	105,5	105,4
CP6	150,3	75,1	151,0	106,0	105,6
CP7	147,4	97,3	147,9	118,2	117,4
CP8	148,0	100,3	148,1	124,7	122,2
CP9	149,7	105,2	148,8	127,8	127,8

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.

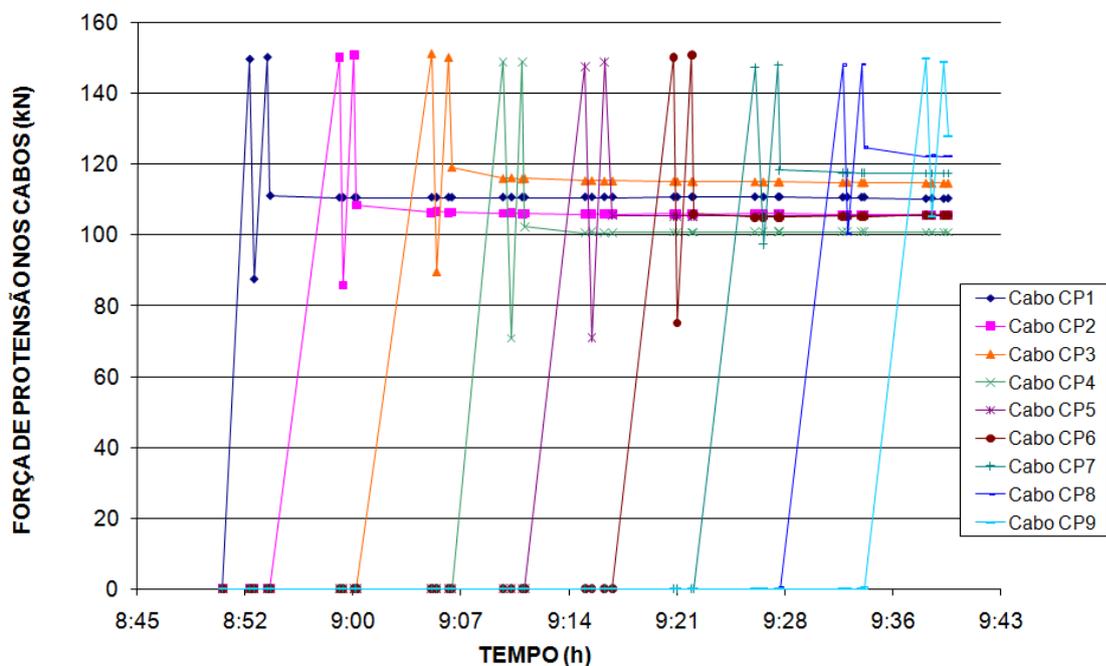


Figura 4.16 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L13.

Tabela 4.18 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L14.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	147,3	75,6	120,8	106,9	106,5
CP2	150,2	99,0	129,3	124,9	124,2
CP3	150,7	80,6	150,5	110,7	108,0
CP4	151,9	58,7	153,1	105,1	85,0
CP5	150,4	88,6	151,5	126,4	116,4
CP6	150,7	94,8	151,4	122,4	121,2
CP7	144,1	89,9	145,3	130,0	126,5
CP8	150,3	88,9	150,6	124,1	121,6
CP9	150,1	102,6	150,2	136,9	136,9

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.

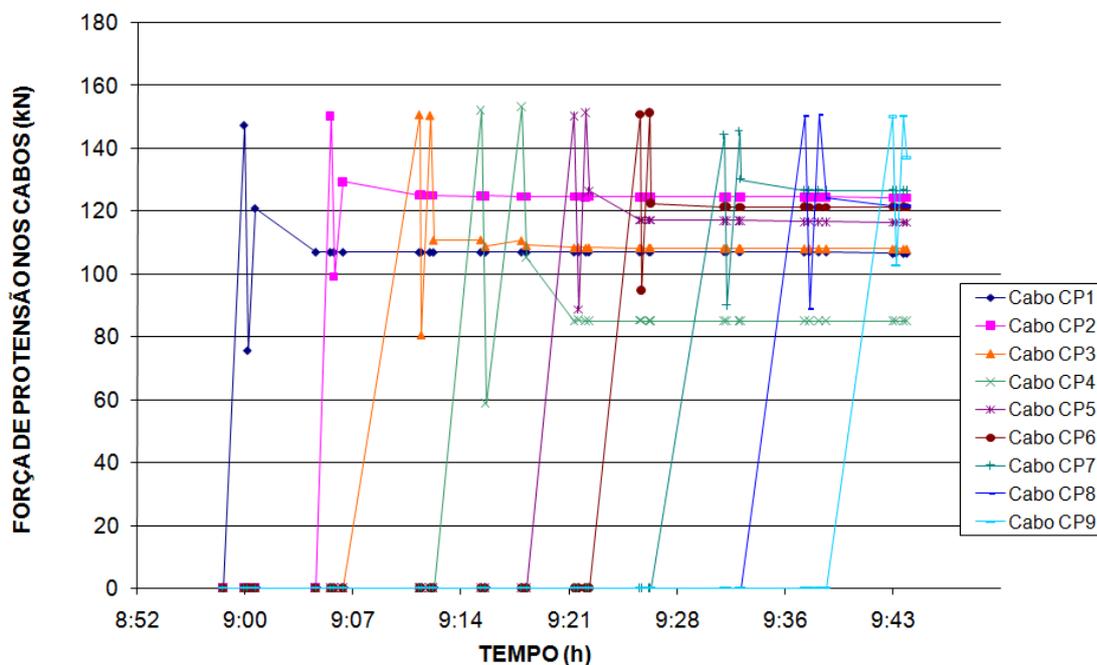


Figura 4.17 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L14.

Tabela 4.19 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L15.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	147,9	75,9	147,7	110,3	108,4
CP2	148,6	56,9	149,8	104,2	101,7
CP3	150,3	85,4	151,5	117,9	115,7
CP4	150,7	68,3	151,2	98,2	95,5
CP5	149,4	74,8	149,1	107,4	107,2
CP6	150,1	87,8	151,9	121,1	120,8
CP7	149,8	98,6	151,0	135,6	134,8
CP8	150,3	95,2	150,5	123,2	120,8
CP9	150,2	108,5	151,2	127,9	127,9

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.

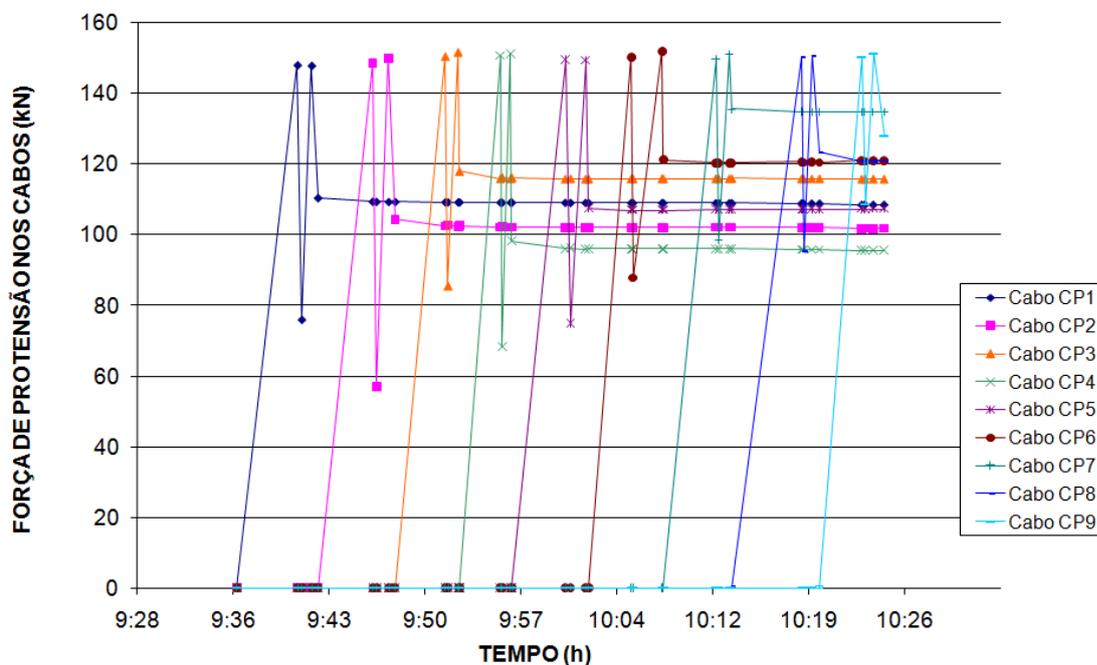


Figura 4.18 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L15.

Tabela 4.20 – Forças de protensão nos cabos durante a protensão – Modelo L16.

Cabos	Protensão		Re-Protensão		P_0 (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)	P_{ri} (kN)	P_F (kN)	
CP1	147,2	80,5	147,5	113,1	111,3
CP2	154,1	86,3	153,4	119,6	115,2
CP3	149,3	62,3	149,4	109,0	105,7
CP4	148,9	84,7	148,1	116,6	114,1
CP5	149,7	81,4	148,2	114,2	112,1
CP6	147,4	81,4	147,6	113,1	112,2
CP7	148,8	91,4	149,4	127,3	126,4
CP8	150,1	108,1	150,5	129,9	127,8
CP9	150,2	100,8	148,8	119,9	119,9

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.

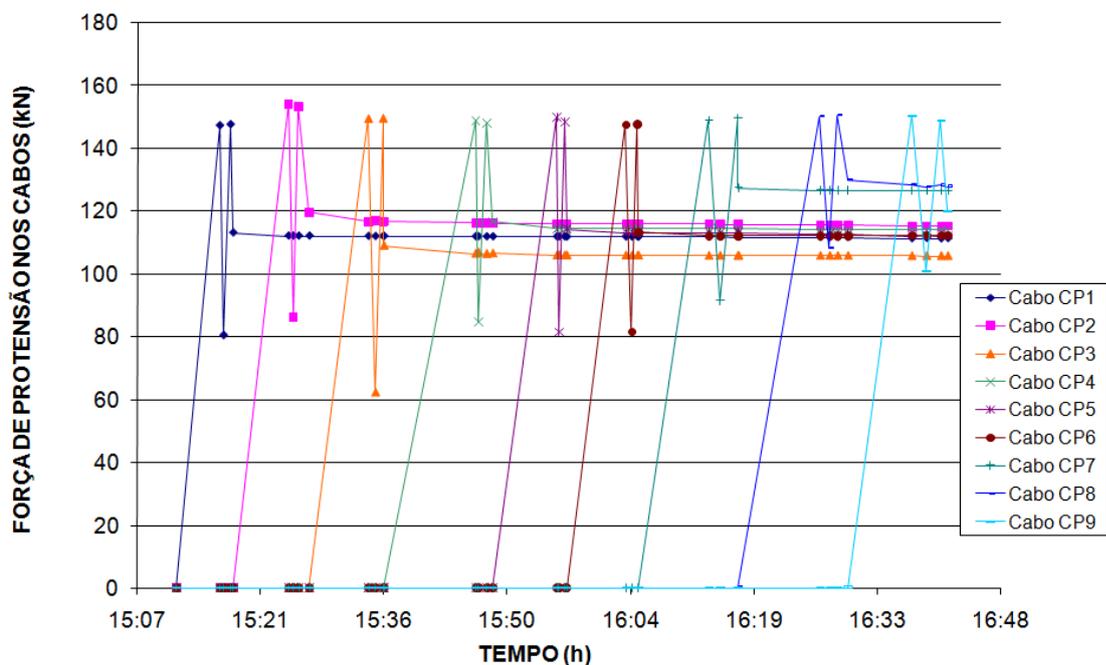


Figura 4.19 – Forças nas monocordoalhas na etapa de protensão – Modelo L16.

Na Tabela 4.21 a seguir, é apresentado um resumo das perdas imediatas em cada direção de cada modelo local de ensaio.

Tabela 4.21 – 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
L09	148,7	105,9	28,7	148,9	113,8	23,6
L10	149,8	113,0	24,5	148,1	128,9	13,0
L11	150,2	108,8	27,5	152,4	128,2	15,9
L12	148,2	109,6	26,0	150,4	129,5	13,9
L13	149,6	107,0	28,5	148,4	122,4	17,5
L14	150,2	110,2	26,6	148,2	128,4	13,4
L15	149,5	108,2	27,6	150,1	127,8	14,8
L16	149,4	111,8	25,1	149,7	124,7	16,7

$P_{i\parallel}$ 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, o que pode ser explicado pelo fato de estes serem mais curtos. De modo geral, o pequeno comprimento dos cabos é a causa do elevado valor da perda imediata de protensão.

4.5 – VARIAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO DURANTE O ENSAIO

São apresentados, da Figura 4.21 à Figura 4.36 os gráficos que mostram a variação da força de protensão durante o ensaio nos cabos de cada um dos 16 modelos. A imagem da numeração dos cabos apresentada na Figura 3.9 é repetida aqui para facilitação da leitura e observação dos resultados.

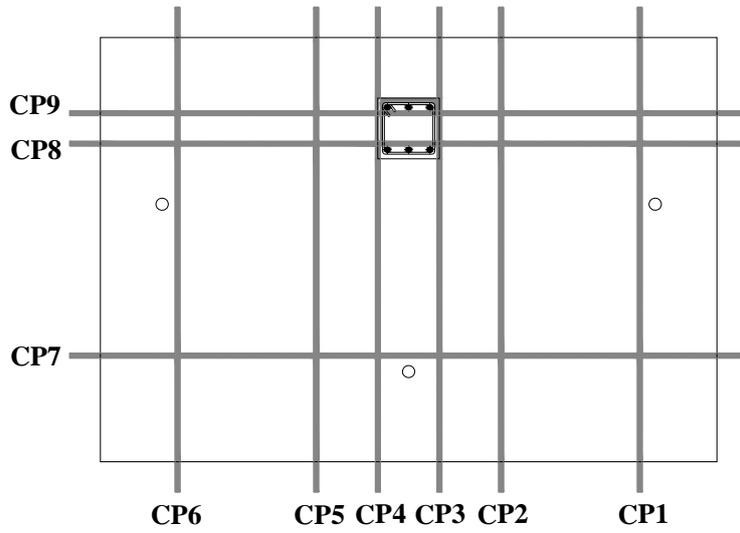


Figura 4.20 – Numeração dos cabos dos modelos.

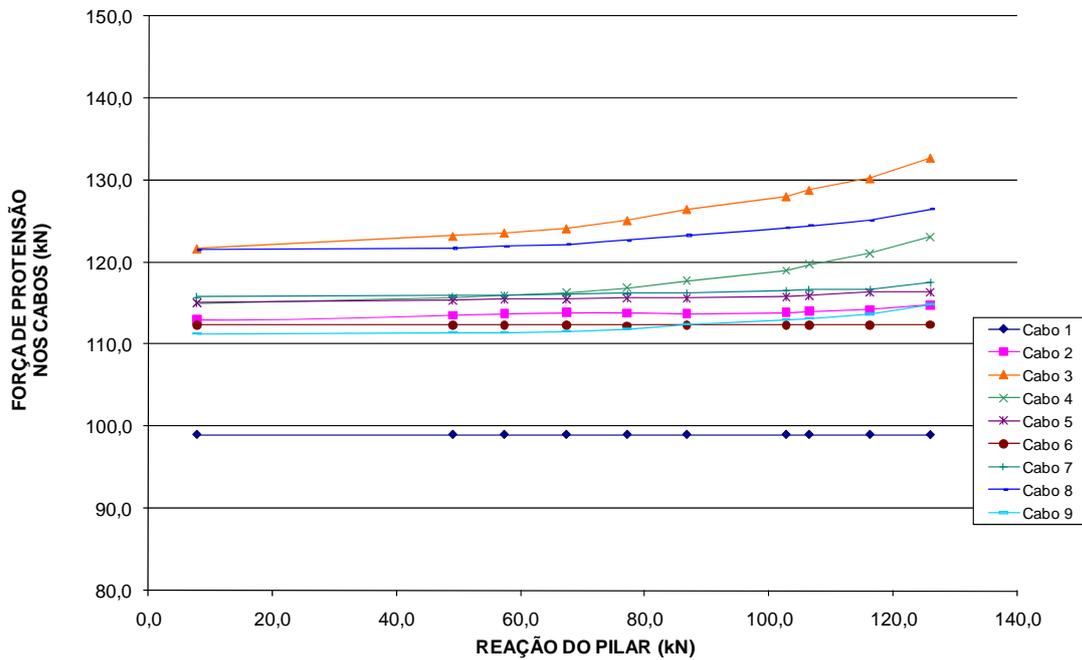


Figura 4.21 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L01.

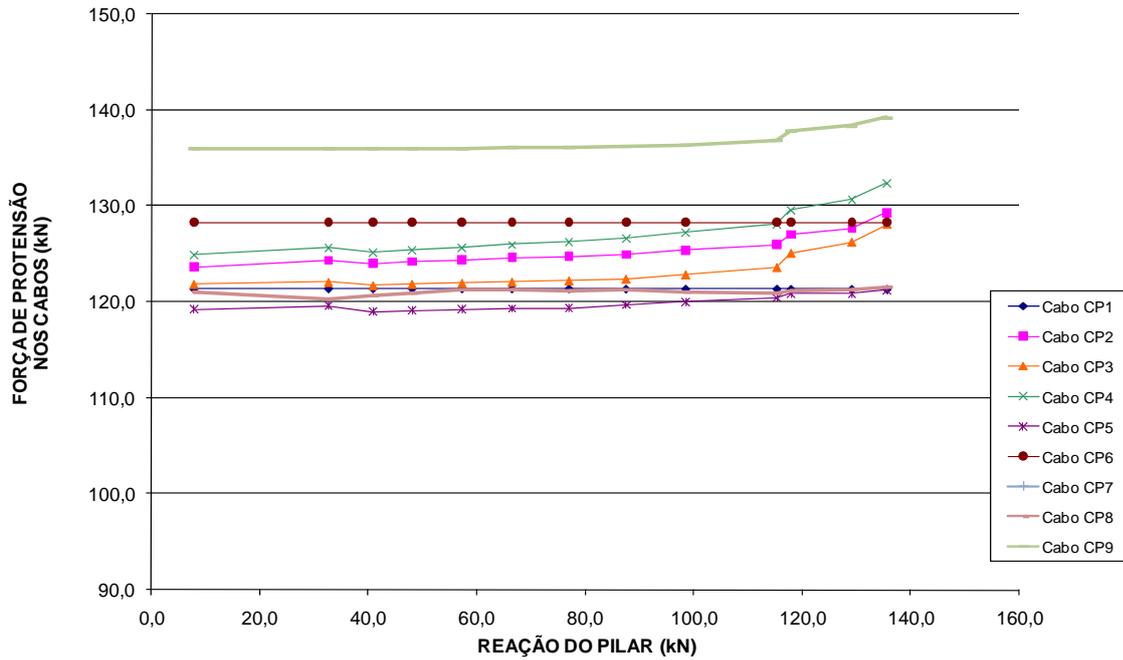


Figura 4.22 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L02.

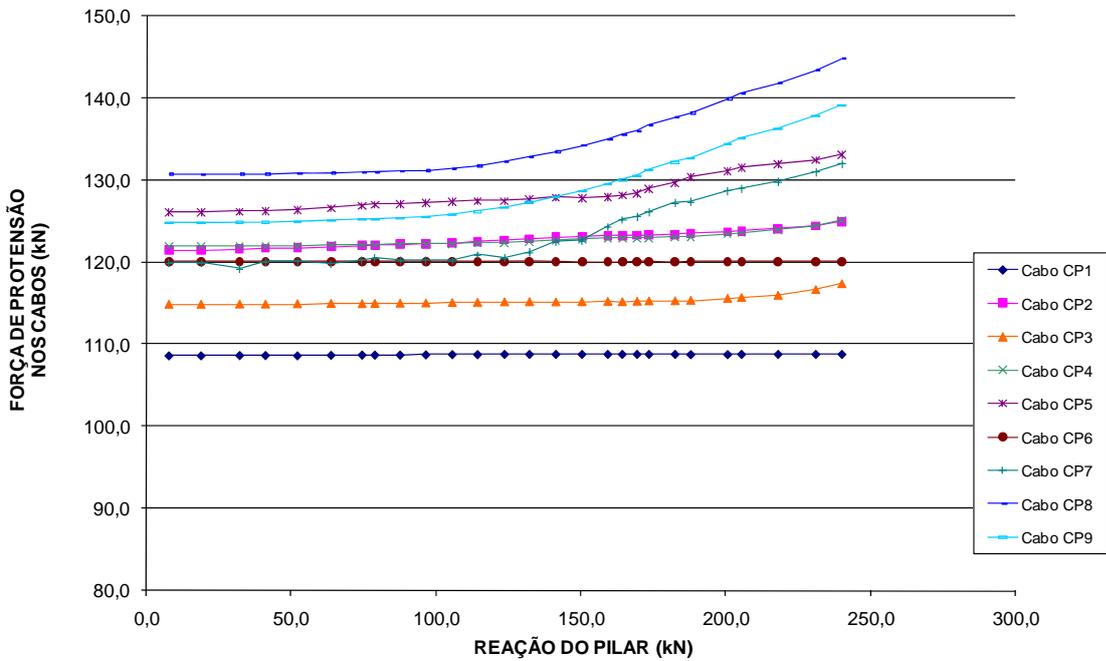


Figura 4.23 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L03.

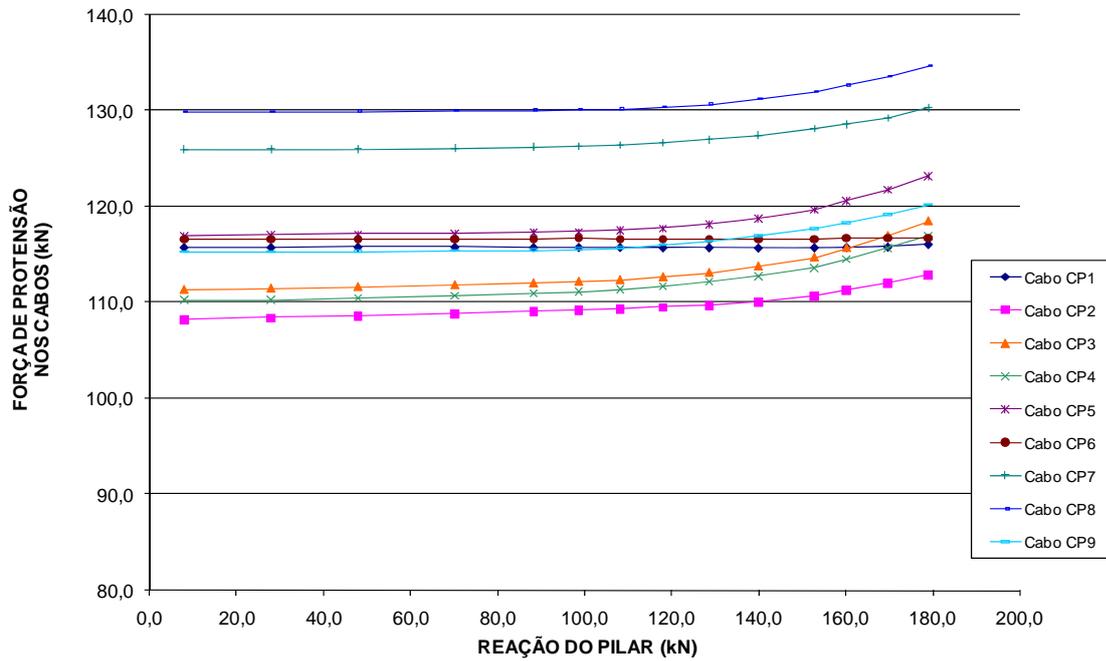


Figura 4.24 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L04.

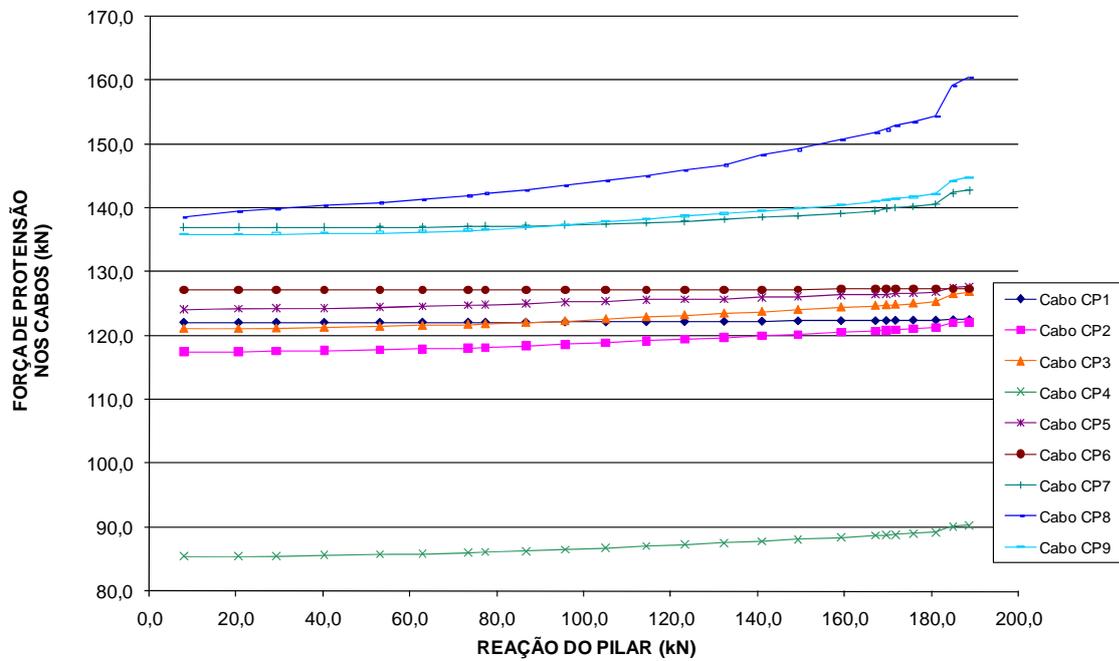


Figura 4.25 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L05.

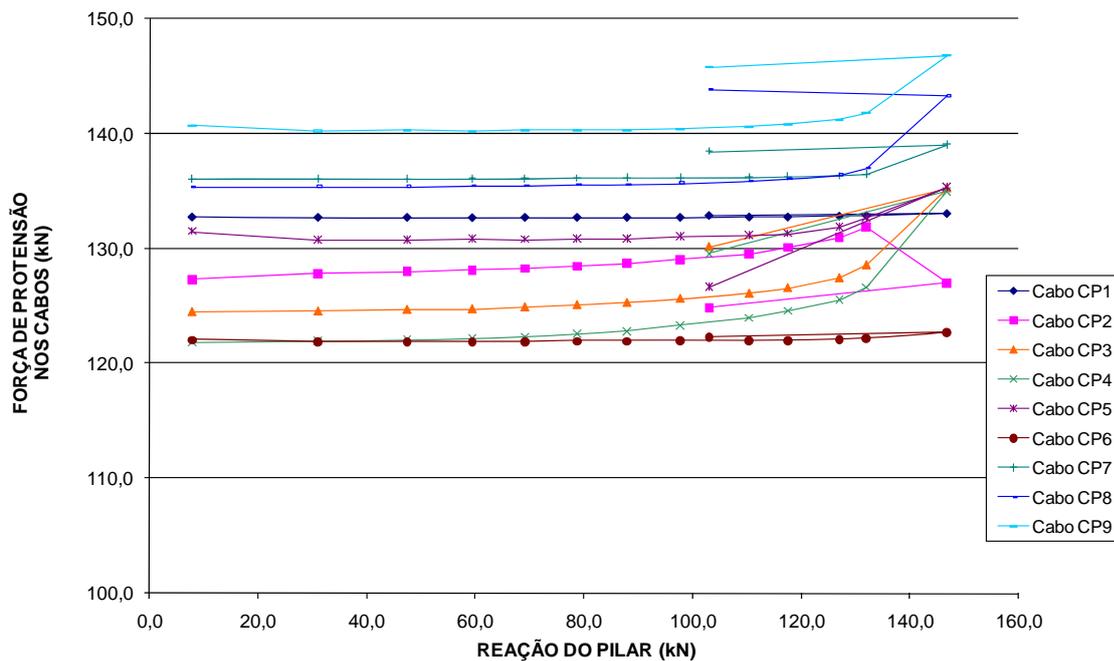


Figura 4.26 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L06.

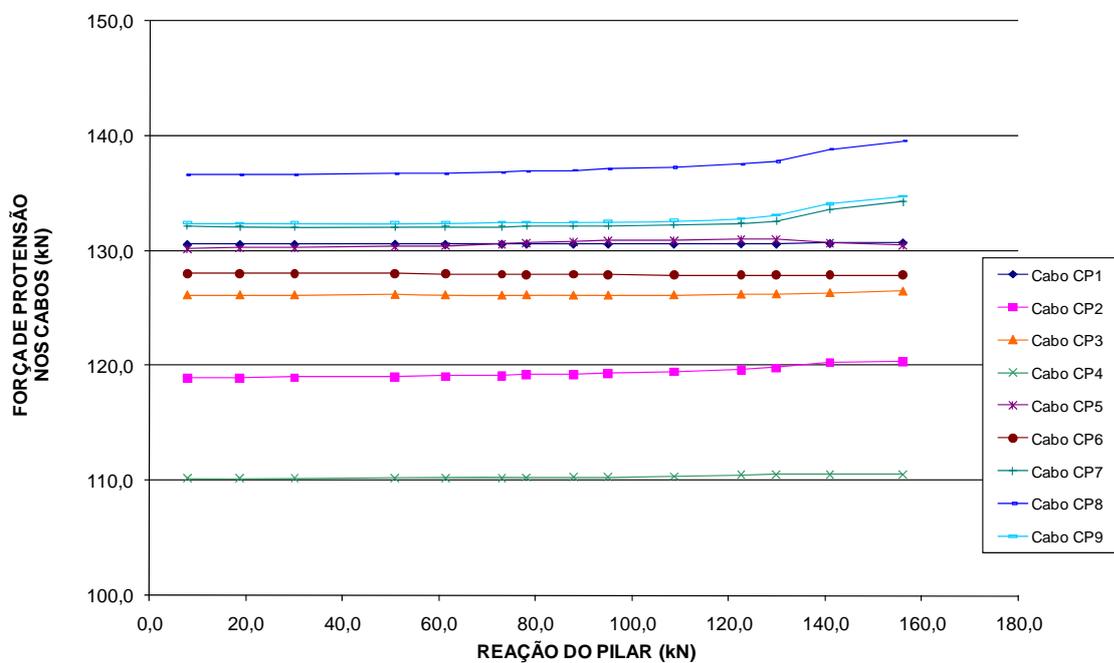


Figura 4.27 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L07.

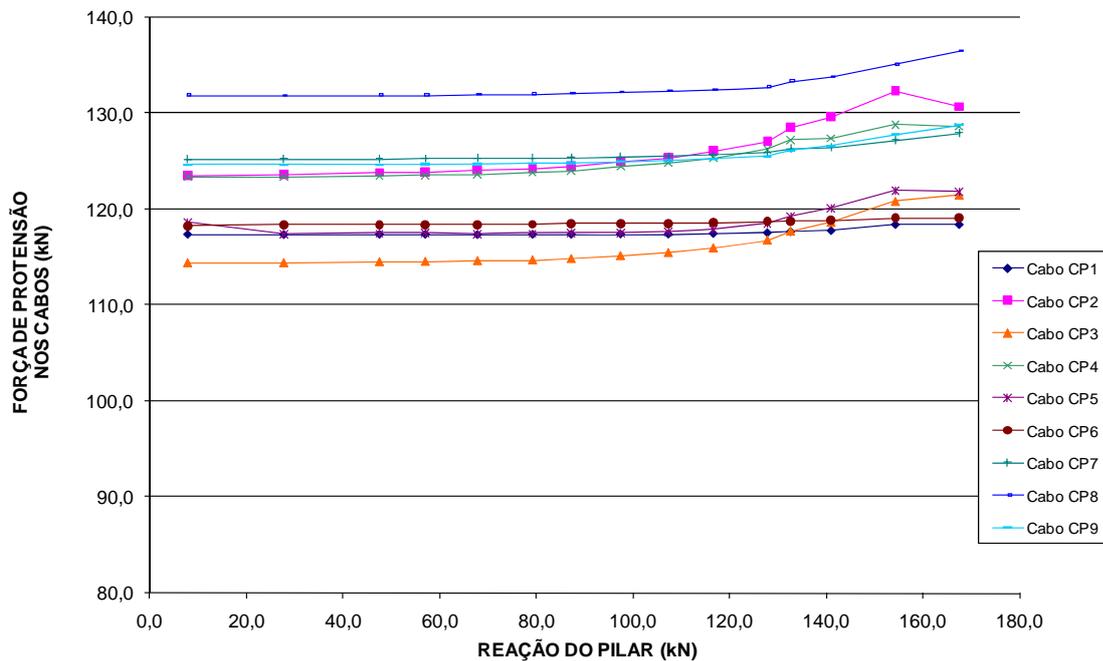


Figura 4.28 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L08.

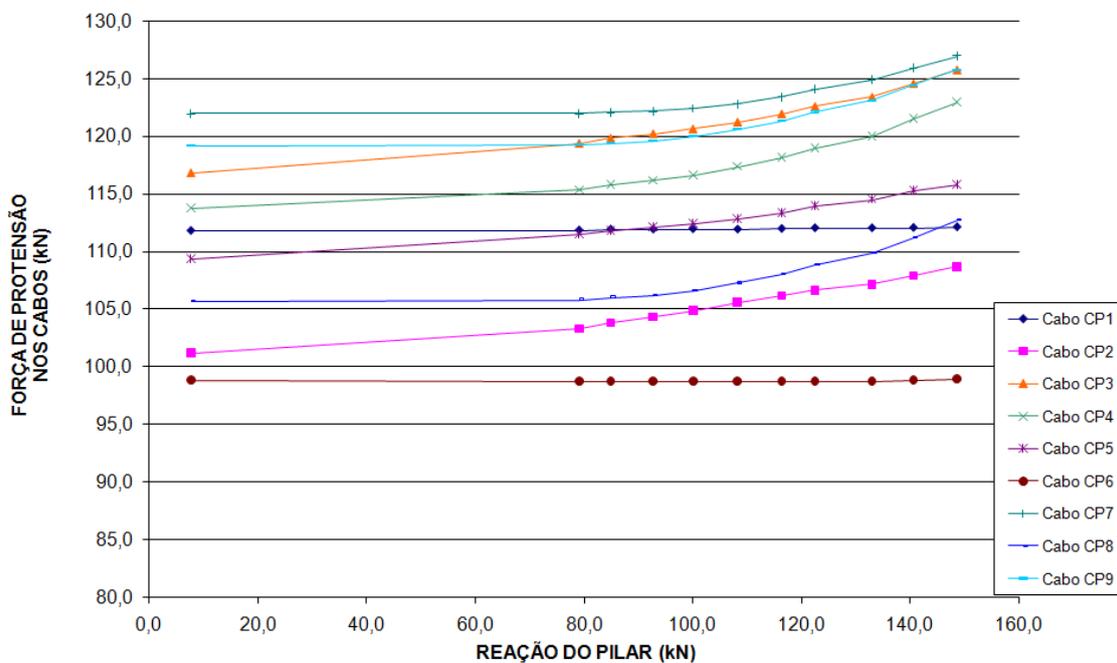


Figura 4.29 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L09.

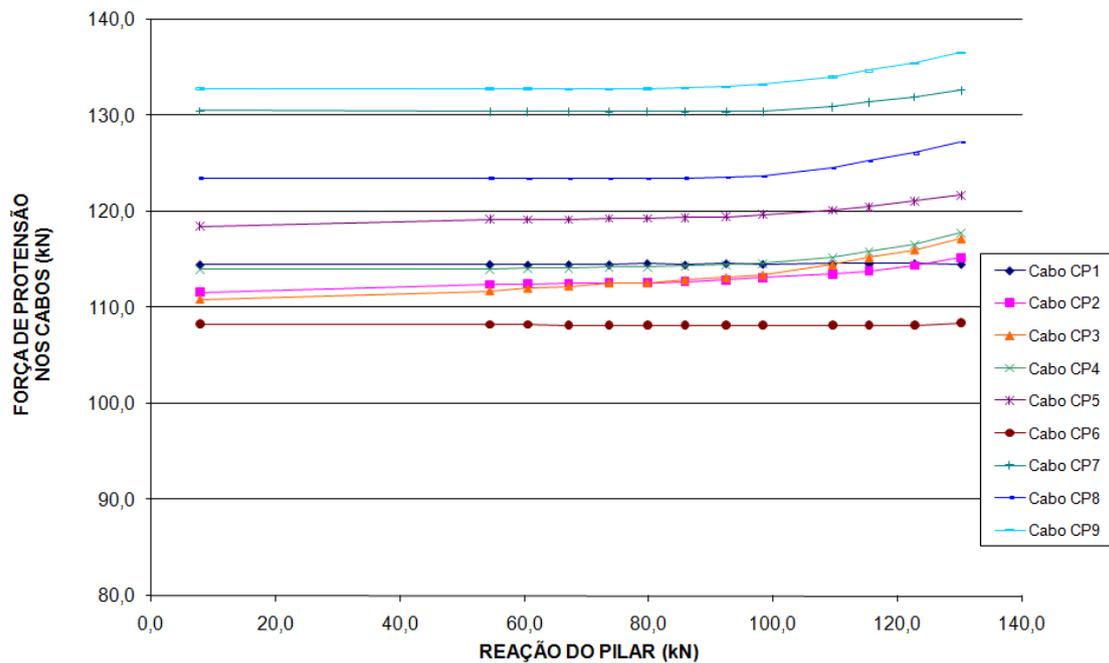


Figura 4.30 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L10.

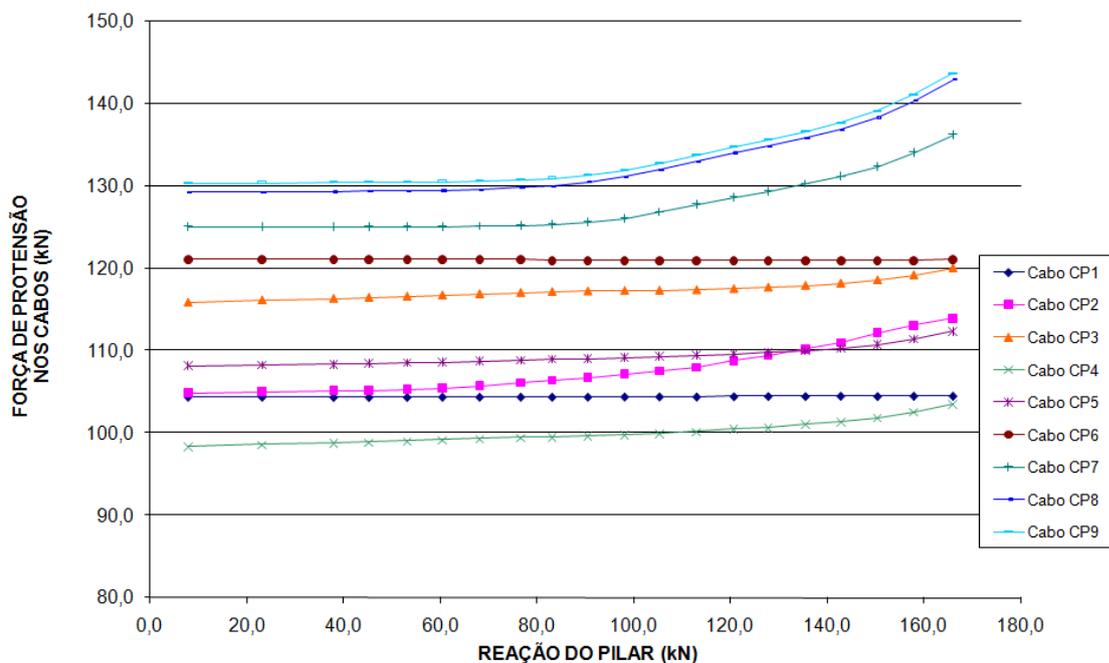


Figura 4.31 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L11.

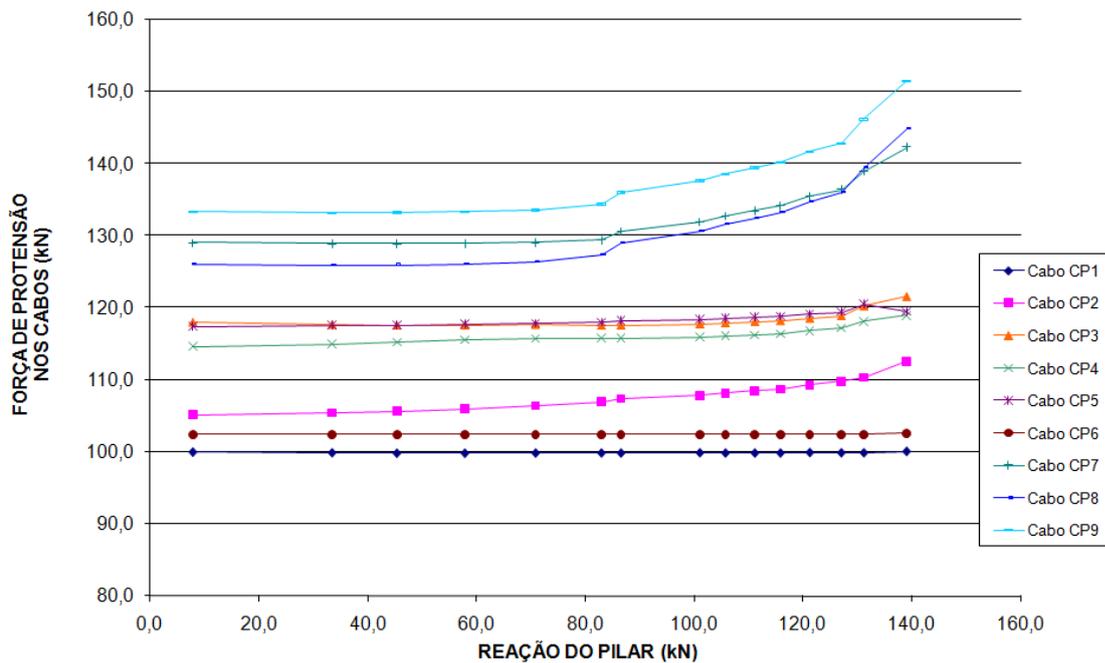


Figura 4.32 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L12.

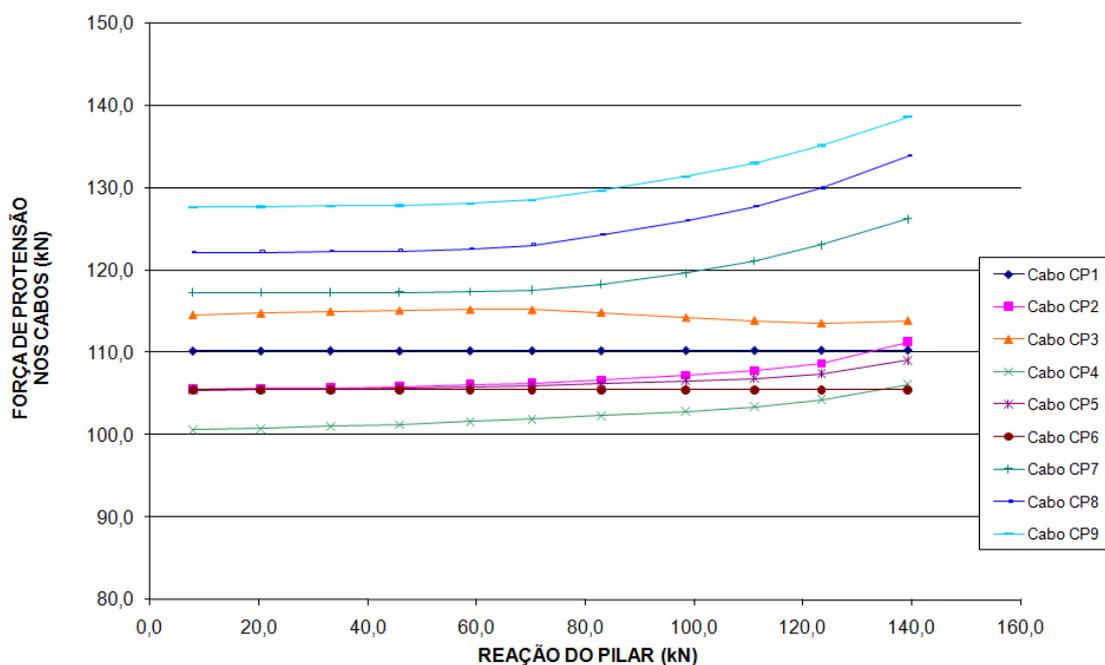


Figura 4.33 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L13.

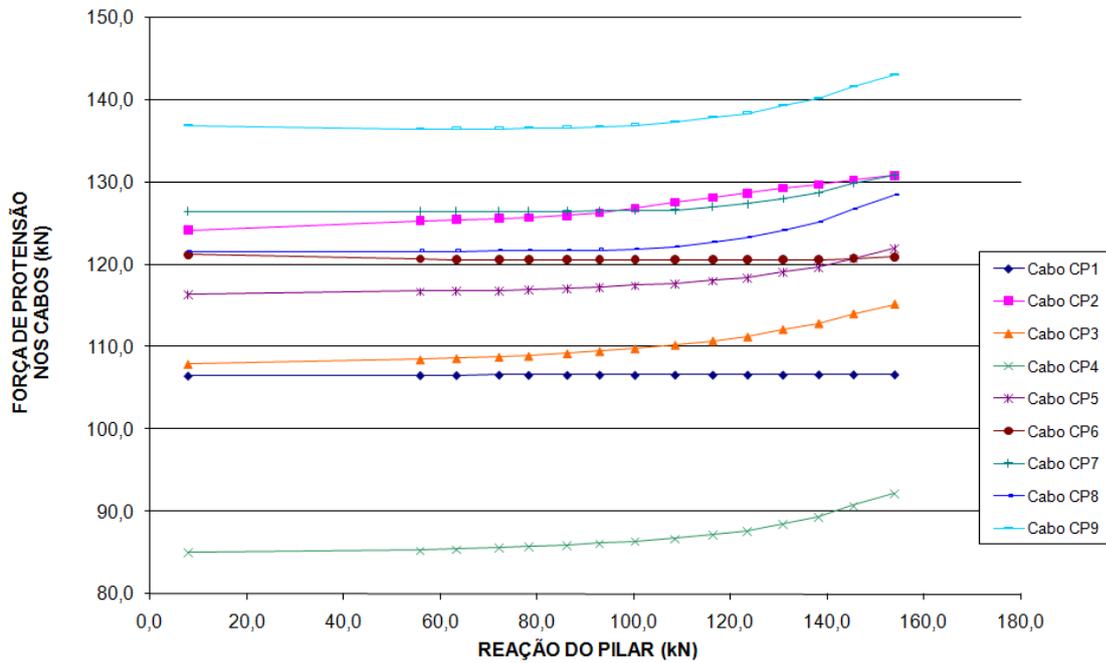


Figura 4.34 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L14.

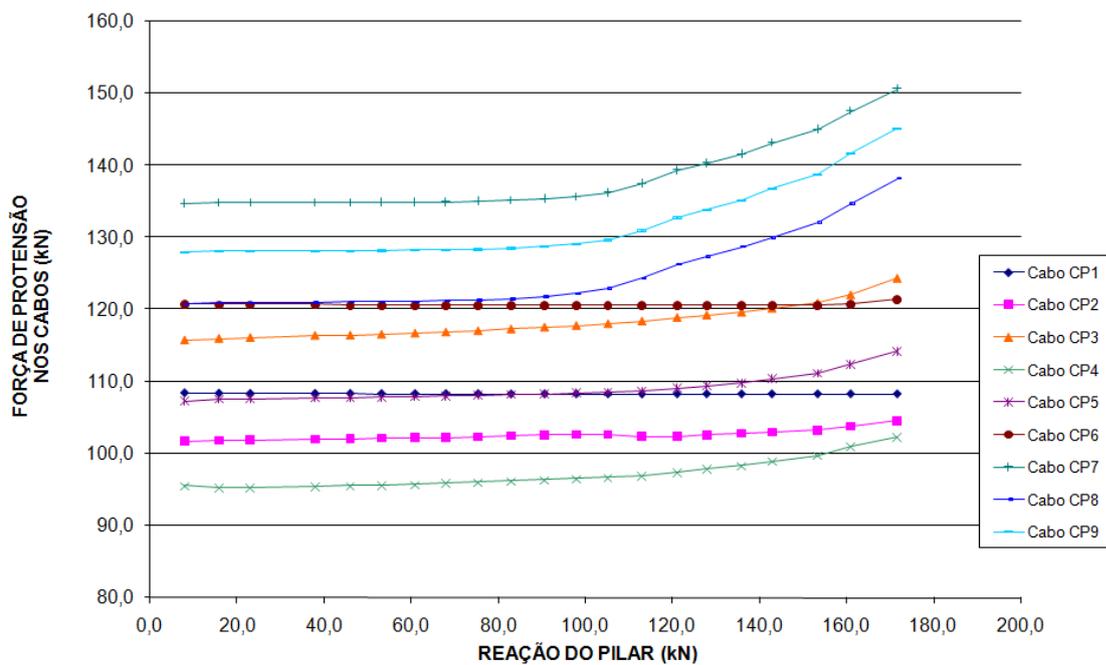


Figura 4.35 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L15.

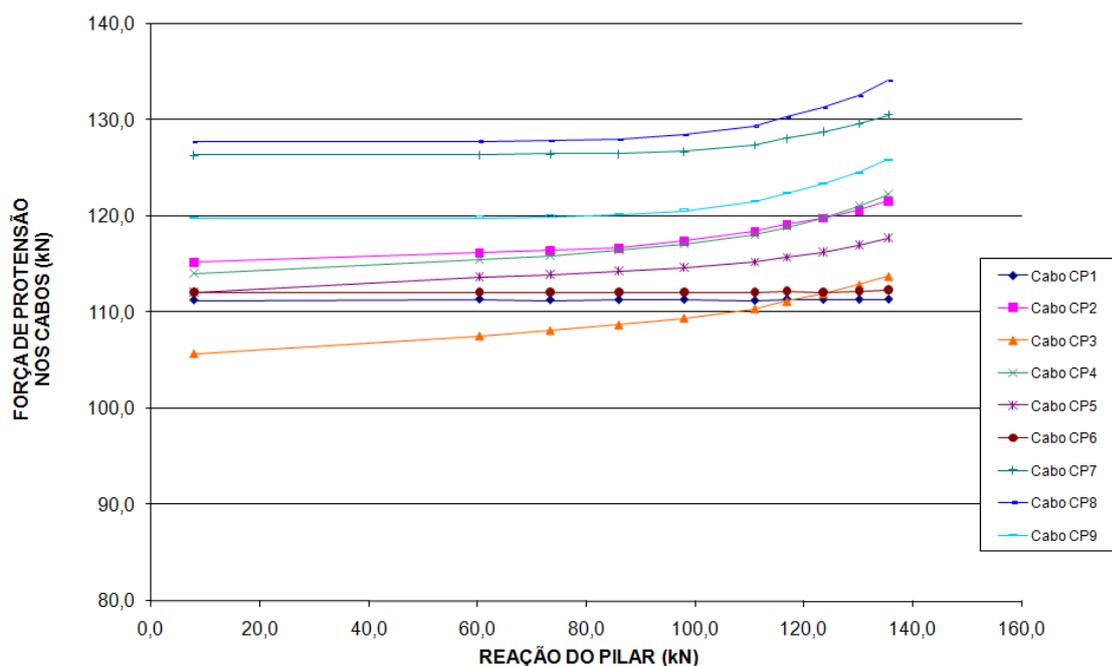


Figura 4.36 – Variação da força de protensão durante o ensaio – Modelo L16.

Observando-se os gráficos dos modelos L01 a L08 (integrantes da primeira série de ensaios) nota-se 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 4,0, respectivamente L03, L05 e L07. Os cabos de perfil reto apresentaram pouquíssima variação na força de protensão durante o ensaio.

Nos gráficos dos modelos L09 a L16 (integrantes da segunda série de ensaios) houve uma mudança gradual na direção que teve maior aumento de força de protensão durante os ensaios. Nos modelos L09 e L14, que receberam cargas $P2 = 40,0$ kN e relação $P1_D/P1_E = 2,0$, os cabos na direção perpendicular tiveram ligeiramente maiores acréscimos em suas forças de protensão durante os ensaios. Nos modelos L10 e L16, que receberam cargas $P2 = 40$ kN e relação $P1_D/P1_E = 4,0$, o acréscimo foi maior nos cabos na direção perpendicular que nos da direção paralela à borda da ligação e estes foram maiores que os ocorridos nos modelos L09 e L14. Nos modelos L11 e L15, que não receberam cargas $P2$ e tiveram relação $P1_D/P1_E = 2,0$, nota-se que os cabos que tiveram maior aumento em suas forças de protensão foram os na direção paralela à borda da ligação. Nos modelos L12 e L13, não receberam cargas $P2$ e tiveram relação $P1_D/P1_E = 4,0$, o acréscimo na força de protensão nos cabos na direção

paralela à borda da ligação foram bem maiores que os na direção perpendicular e estes também foram também bem maiores que os ocorridos nos modelos L11 e L15. A seguir são apresentados na Tabela 4.22 e Tabela 4.23 os valores médios das variações da força de protensão nos cabos paralelos e perpendiculares à borda da ligação.

Tabela 4.22 – 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)	ΔP_{\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
L09	115,6	121,8	6,2	5,09	61,42
L10	128,9	132,2	3,2	2,40	32,00
L11	128,2	141,0	12,7	9,03	126,02
L12	129,5	146,2	16,7	11,44	165,60
L13	122,4	132,9	10,5	7,90	104,01
L14	128,4	134,2	5,8	4,33	57,46
L15	127,8	144,7	16,8	11,64	166,78
L16	124,7	129,2	4,5	4,2	54,47

$P_{0 \parallel}$: 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;

ΔP_{\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.

Nos modelos pertencentes à primeira série de ensaios, nota-se que para os cabos paralelos à borda da ligação, o modelo que apresentou maior acréscimo da força de protensão durante o ensaio foi o L03, que recebeu carregamento com relação P1/P2 igual a 4,0 e teve uma ruptura brusca, o que pode ser justificado pelo surgimento de fissuração intensa na direção perpendicular à borda da ligação.

Observando os dados dos modelos da segunda série (L09 a L16) vê-se que os cabos na direção paralela dos modelos L12 e L15 foram os que apresentaram maior acréscimo de força de protensão durante o ensaio, seguidos dos modelos L11 e L13. Estes modelos não foram carregados com a carga $P_2 = 40,0$ kN. Os demais modelos, que receberam o carregamento $P_2 = 40,0$ kN, tiveram acréscimos bem pequenos em comparação com os modelos que não receberam carregamento no ponto P2.

Tabela 4.23 – 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⁾	$P_{0\perp}$ (kN) ⁽²⁾	$P_{u\perp}$ (kN) ⁽²⁾	$P_{u\perp} - P_{0\perp}$ (kN) ⁽²⁾
L01	112,9	129,1	16,2	105,2	105,7	0,5
L02	122,4	129,1	6,7	124,8	124,8	0,0
L03	121,0	125,8	3,8	114,4	114,4	0,0
L04	111,7	117,9	6,2	116,2	116,4	0,2
L05	112,0	116,8	4,8	124,7	124,9	0,2
L06	126,3	133,1	6,8	127,4	127,8	0,4
L07	121,4	133,1	11,7	129,3	129,3	0,0
L08	120,0	125,0	5,0	117,8	118,7	0,9
L09	111,5	119,4	7,9	105,3	105,5	0,2
L10	112,8	117,5	4,7	111,4	111,5	0,1
L11	106,5	113,2	6,7	112,7	112,8	0,0
L12	116,0	119,2	3,2	101,2	101,3	0,1
L13	105,5	110,2	4,7	107,9	107,9	0,0
L14	112,2	118,6	6,4	113,9	113,8	-0,1
L15	104,5	109,4	4,9	114,6	114,9	0,3
L16	113,1	119,7	6,7	111,7	111,9	0,1

$P_{0\perp}$: 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;

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

⁽²⁾: cabos de perfil reto.

Na Tabela 4.23, percebe-se que, entre os modelos da primeira série, o modelo que mais apresentou variação de tensão nos cabos perpendiculares que passam na faixa do pilar foi o 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.

Entre os modelos integrantes da segunda série de ensaios (L09 a L16) os acréscimos foram da mesma ordem, variando pouco significativamente entre eles. O maior acréscimo ocorreu nos cabos do modelo L09, cujo carregamento teve relação $P1_D/P1_E = 2,0$ e $P2 = 40,0$ kN, o que proporcionou deformações maiores na direção perpendicular à borda da ligação. Em seguida surgem os modelos L16 e L14, que também tiveram carregamento no ponto P2. Os modelos

que não receberam carregamento no ponto P2 tiveram acréscimos ligeiramente inferiores que os que receberam; exceção feita para o modelo L11, que teve acréscimo na mesma ordem dos modelos L16 e L14.

A Tabela 4.23 mostra também que praticamente não há aumento de tensão nos cabos perpendiculares à borda da ligação nos cabos de perfil reto CP1 e CP6.

4.6 – DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PASSIVA NEGATIVA

São apresentados da Figura 4.37 à Figura 4.52 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 adicionado ao 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 ($P_u = 146,8 \text{ kN}$). Os extensômetros nos modelos L01, L02 e L16 apresentaram deformação zero no início do ensaio 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.

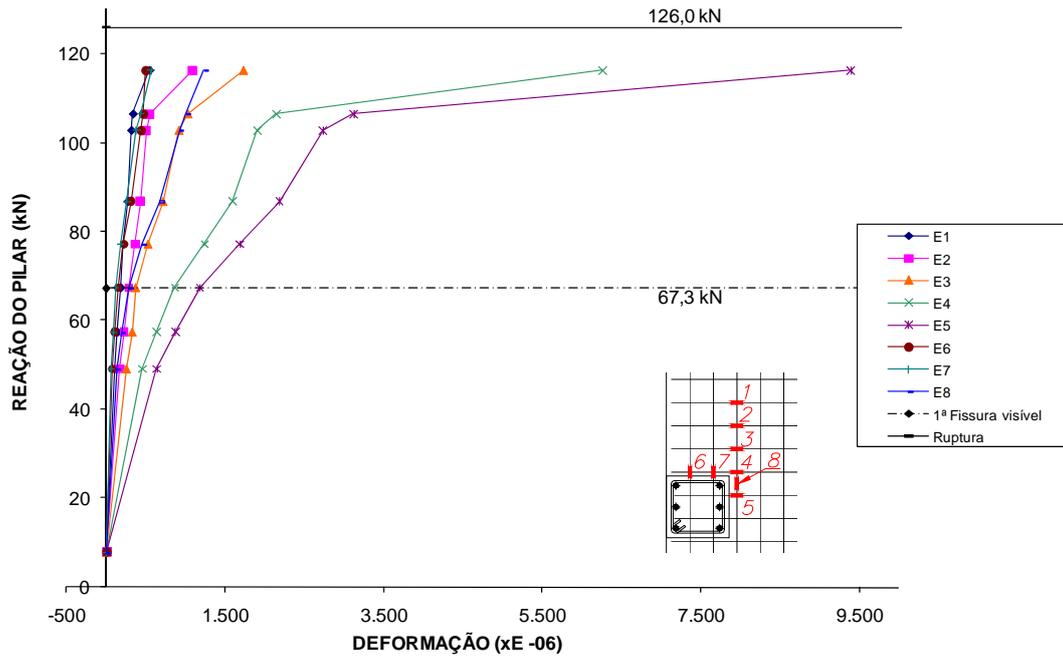


Figura 4.37 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L01.

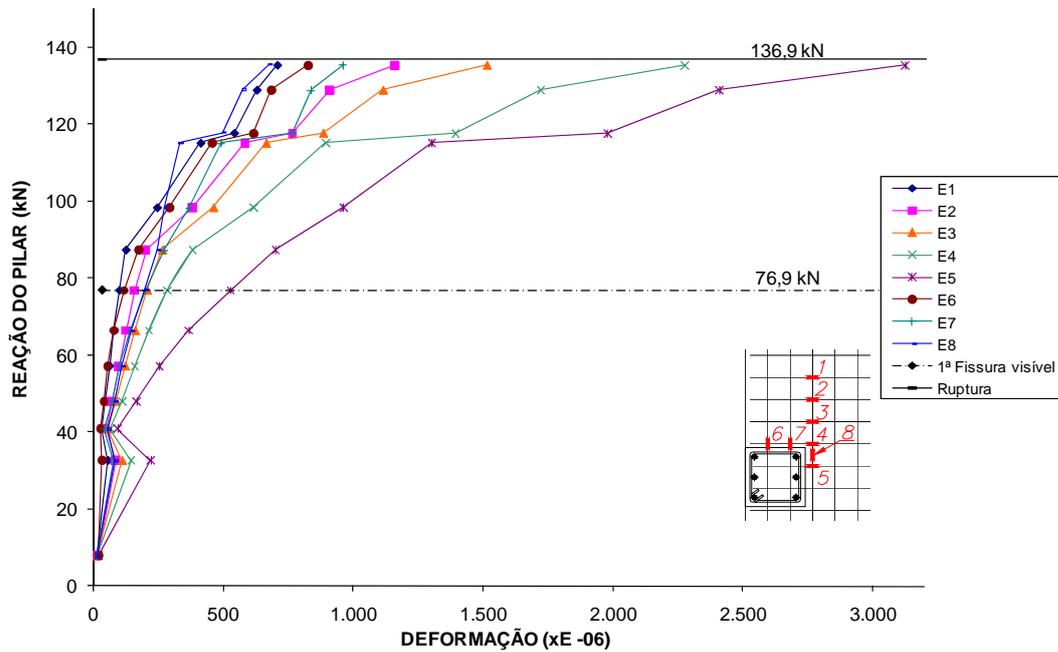


Figura 4.38 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L02.

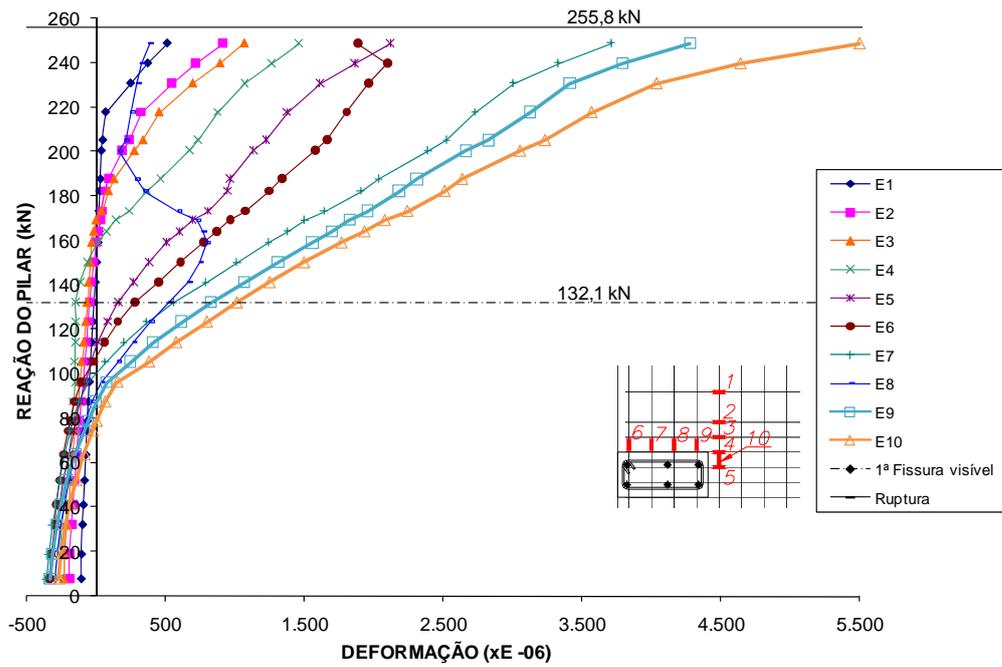


Figura 4.39 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L03.

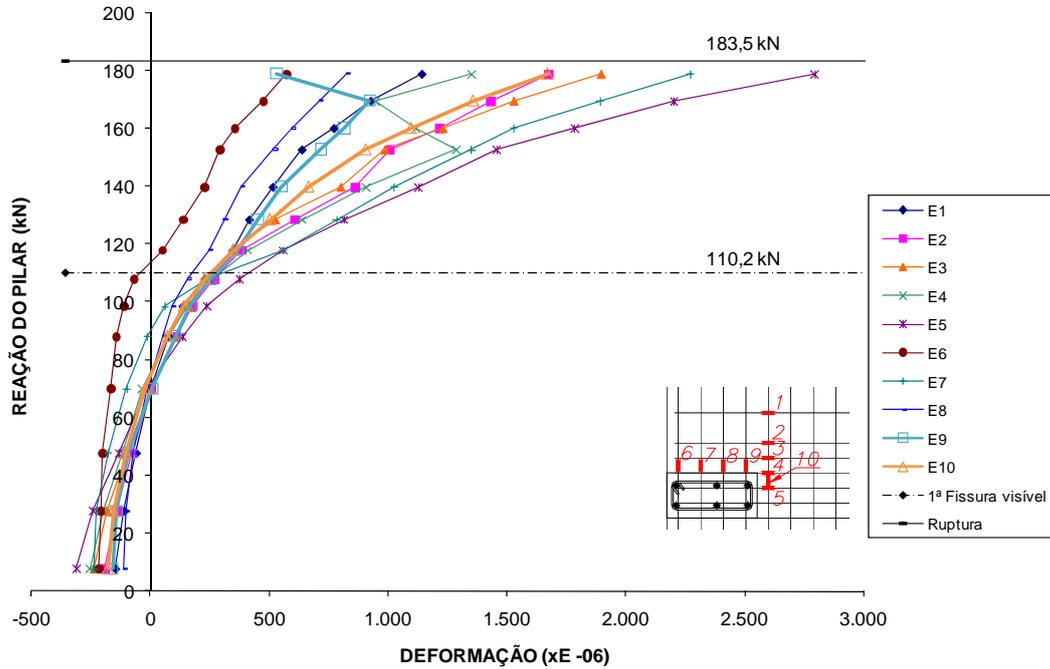


Figura 4.40 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L04.

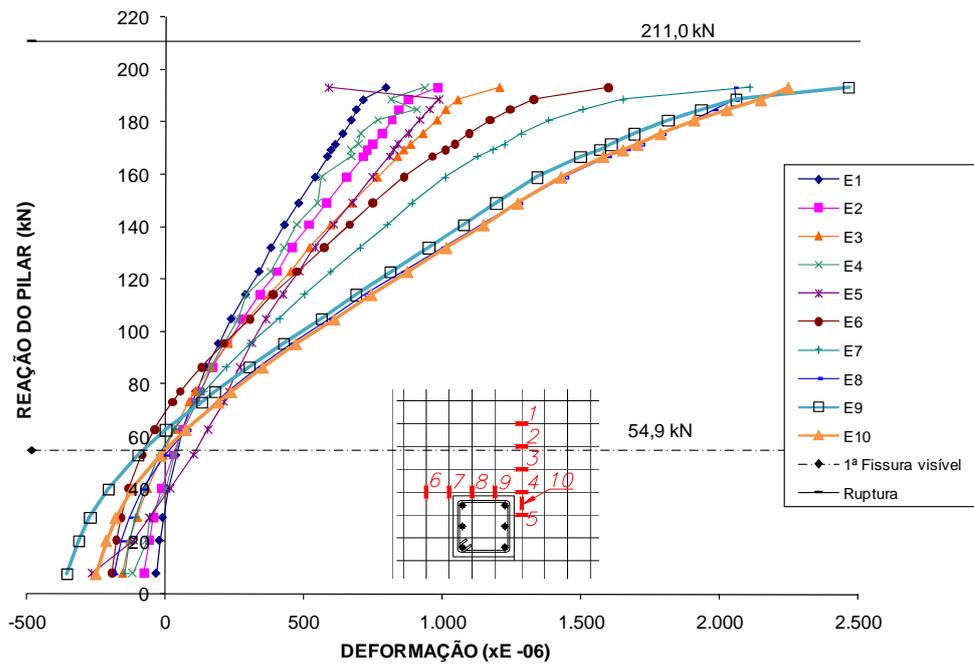


Figura 4.41 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L05.

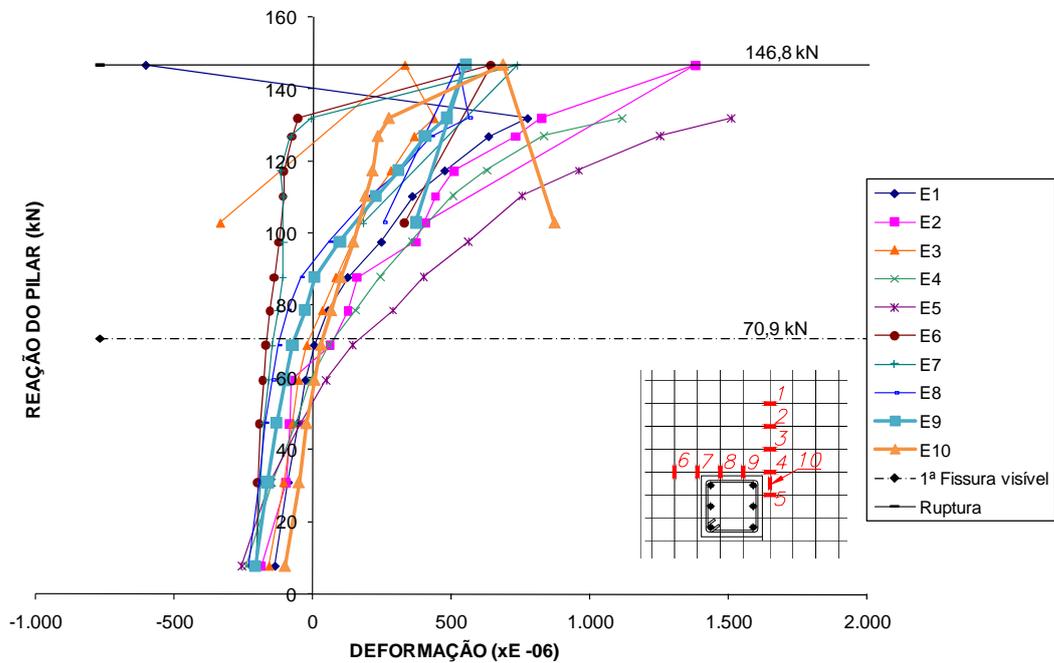


Figura 4.42 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L06.

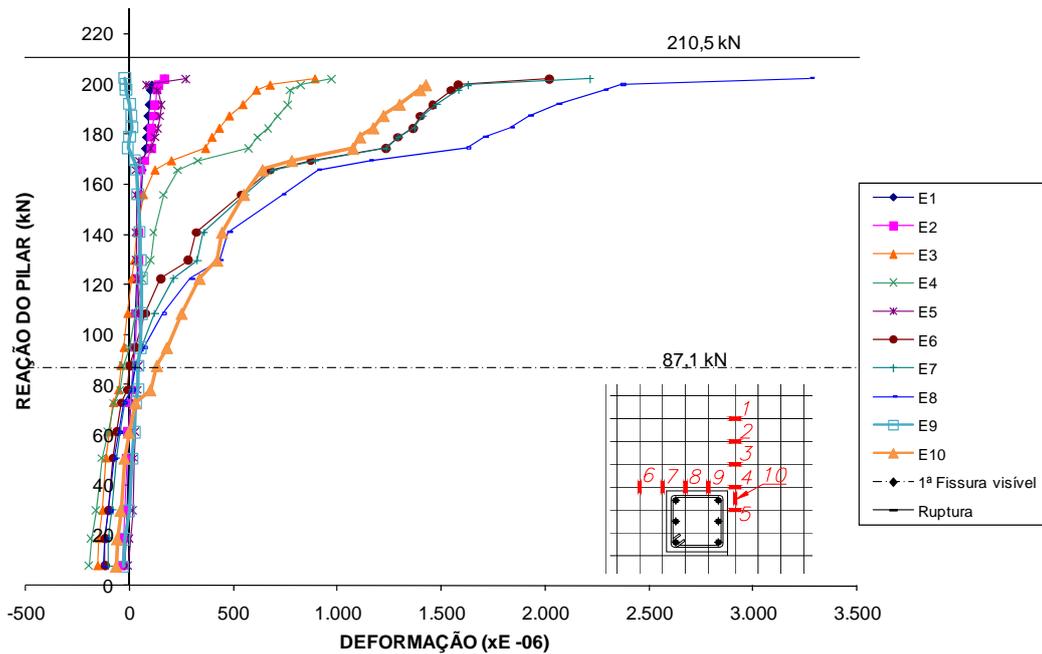


Figura 4.43 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L07.

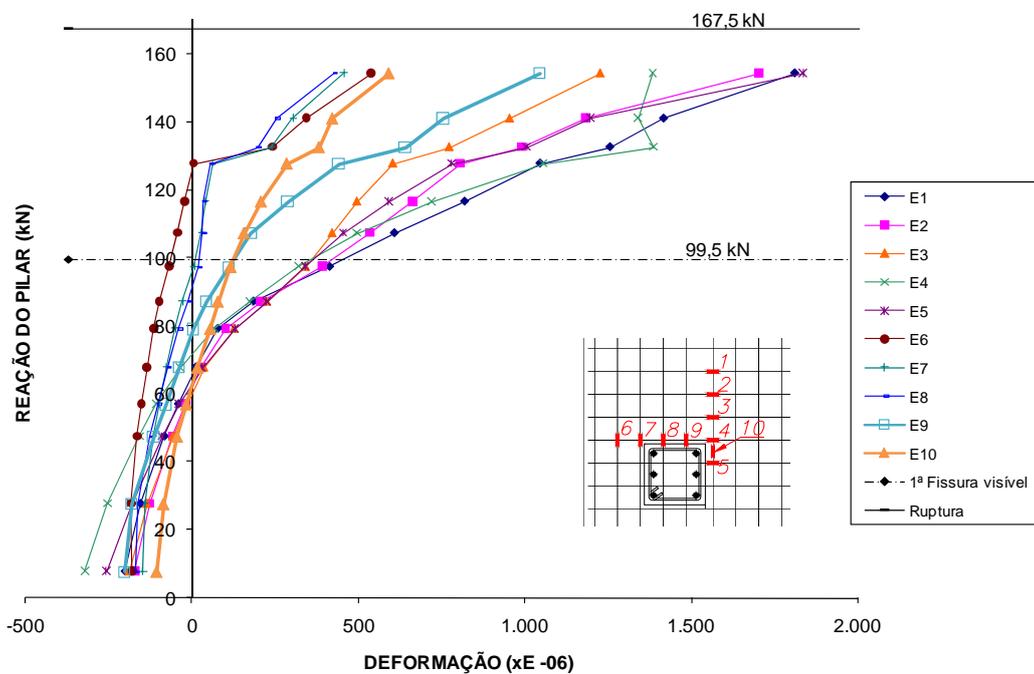


Figura 4.44 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L08.

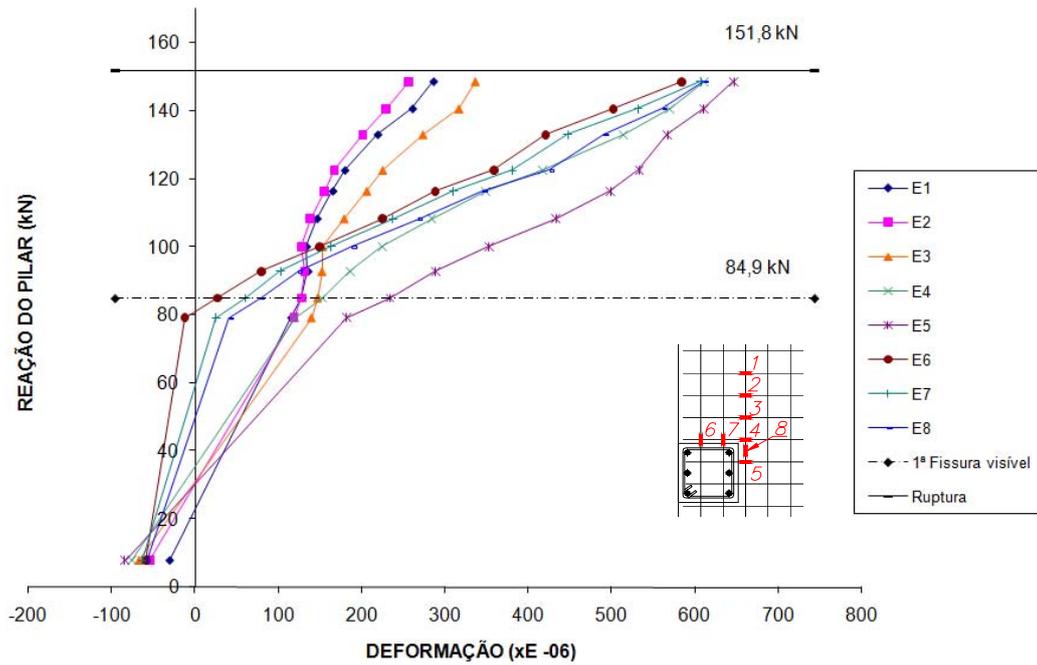


Figura 4.45 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L09.

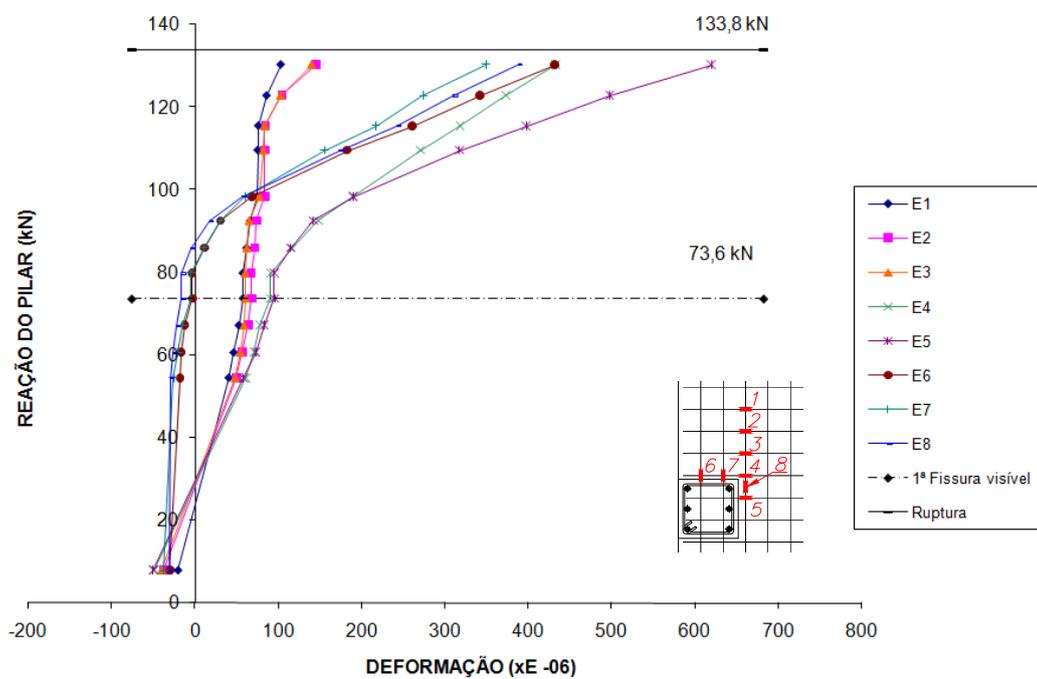


Figura 4.46 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L10.

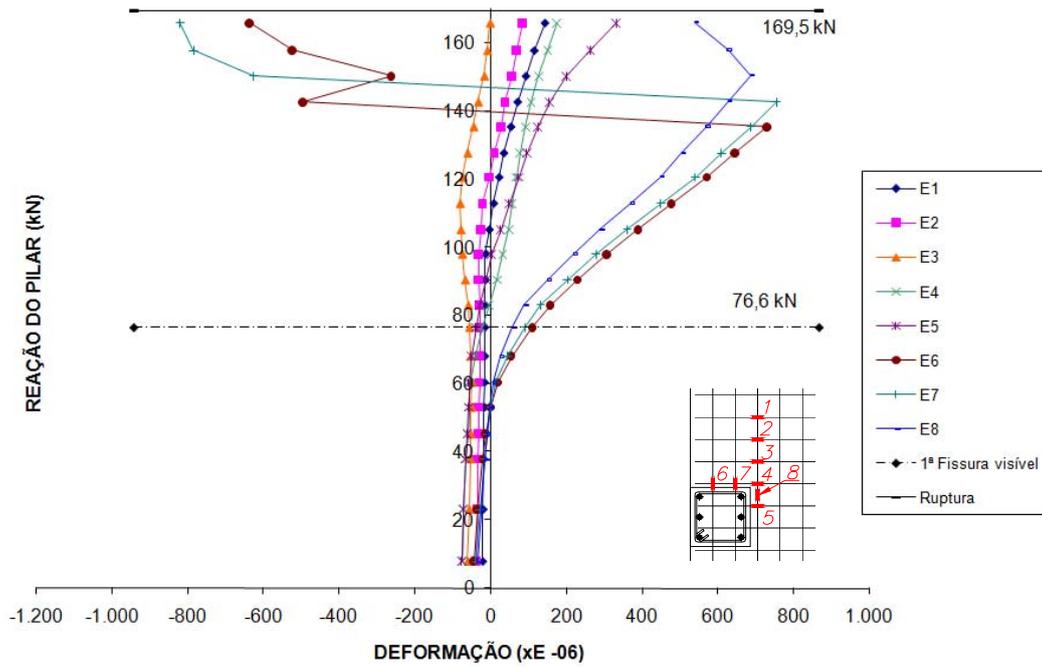


Figura 4.47 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L11.

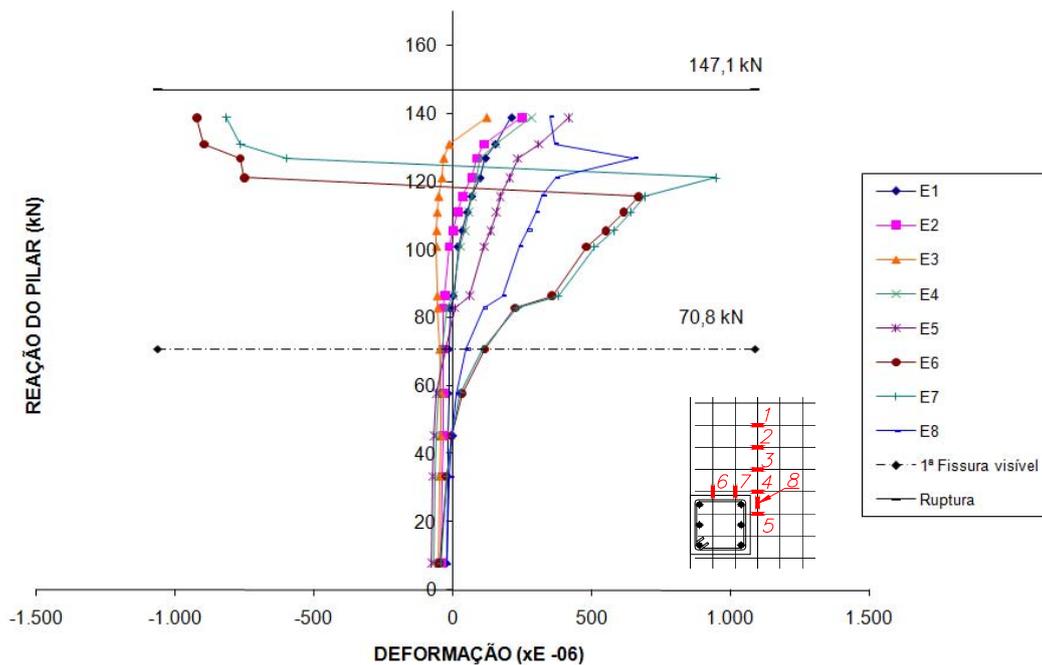


Figura 4.48 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L12.

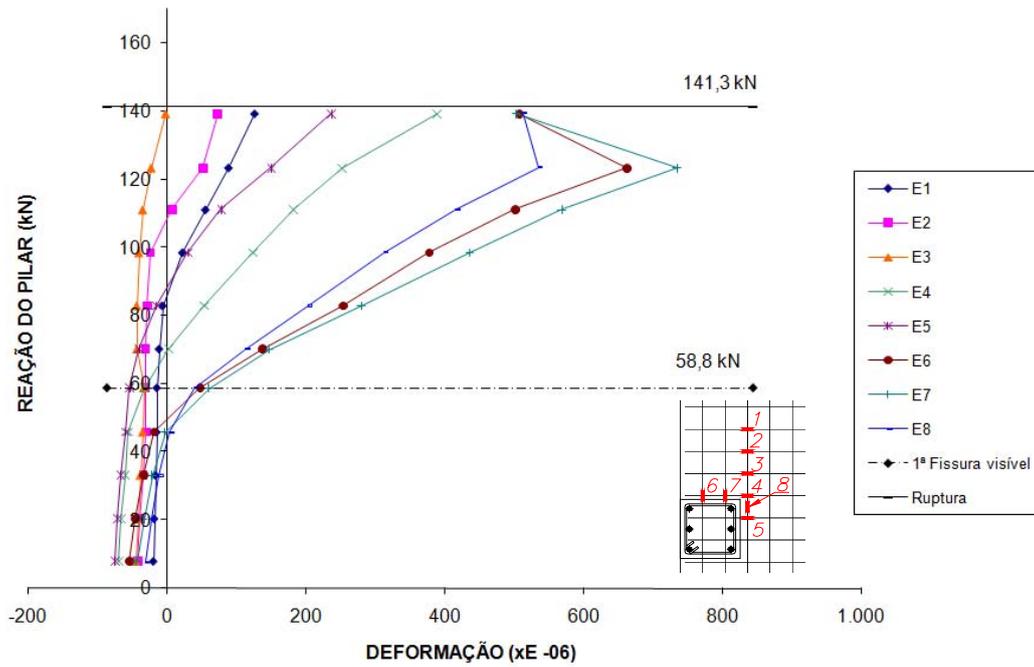


Figura 4.49 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L13.

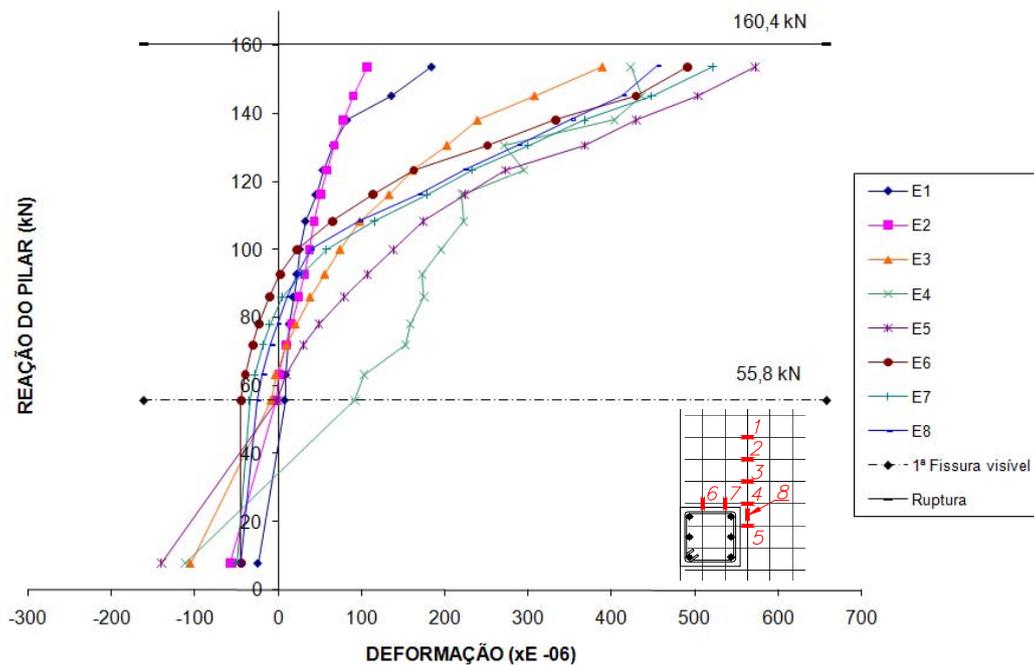


Figura 4.50 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L14.

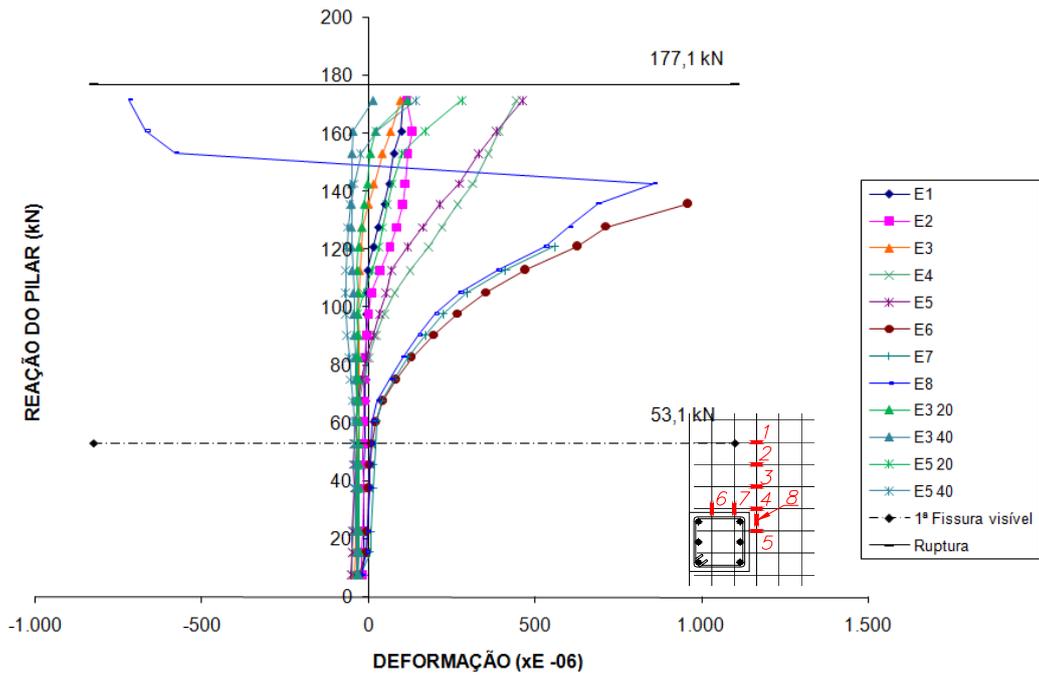


Figura 4.51 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L15.

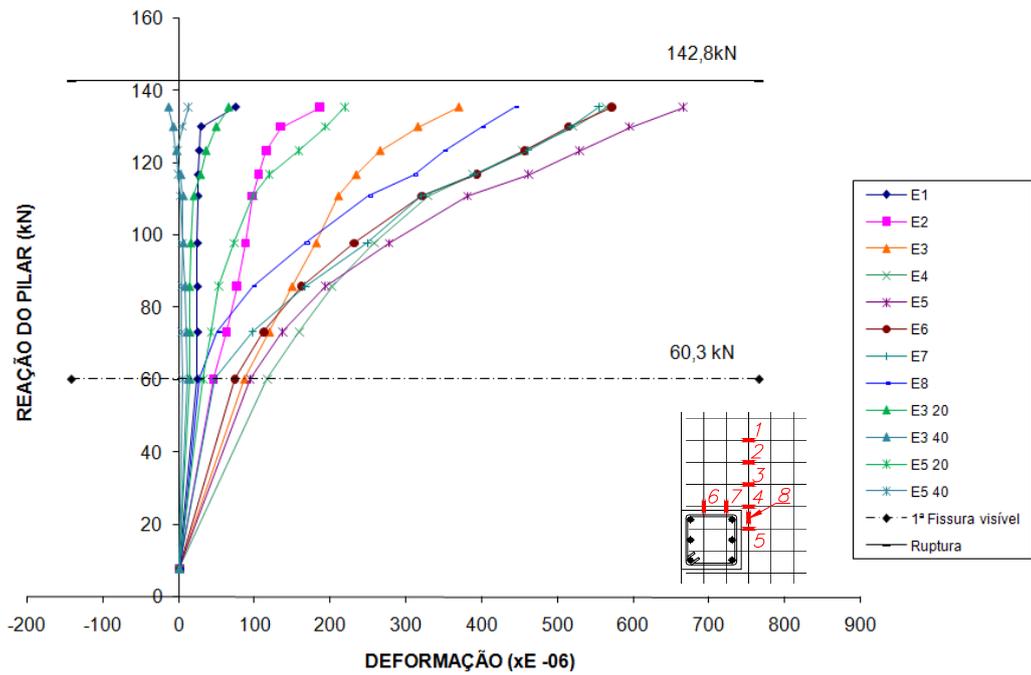


Figura 4.52 – Deformações na armadura passiva de flexão – Modelo L16.

Os gráficos dos modelos da primeira série (L01 a L08) mostram que as barras que mais se deformaram de uma maneira geral foram as 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 4,0.

Os gráficos das deformações dos modelos L01, L02, L04, L06 e L08 mostram a evolução das deformações nas barras e percebe-se neles 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, também se percebe a influência da relação de carregamento $P1/P2$ igual a 4,0 nestas deformações (em especial nas barras com os extensômetros E6, E7, E8, E9 e E10).

Nos gráficos dos modelos correspondentes à segunda série (L09 a L16) percebe-se claramente a influência do carregamento aplicado. Quando não foi aplicado o carregamento P2 as barras paralelas à borda da ligação tiveram deformações bem maiores que as perpendiculares. Quando esta carga foi aplicada com relação $P1_D/P1_E = 2,0$, as deformações entre as barras com os extensômetros E5, na direção perpendicular, e E6, na direção paralela, alcançaram deformações bem próximas. Quando se aplicou relação $P1_D/P1_E = 4,0$, as barras com o extensômetro E5 foram as que tiveram maiores deformações.

Os modelos L13 a L16 receberam instrumentação adicional, como visto no Capítulo 3. Nas lajes L13 e L14 as quatro barras da armadura longitudinal dos pilares se localizavam nas faces foram instrumentadas na altura da face inferior da laje dos modelos. Nos modelos L15 e L16, as barras instrumentadas com os extensômetros E3 e E5 receberam mais quatro extensômetros colados aos pares nas posições E3b e E3c e E5b e E5c. Os gráficos contendo os resultados dessas instrumentações são mostrados a seguir nas Figura 4.53 à Figura 4.53.

Vale observar que os extensômetros colados nas barras dos pilares mostraram que todas elas se mantiveram tracionadas logo após o início da fissuração das lajes dos modelos e que as leituras coletadas nos pontos b e c das barras da armadura passiva das lajes dos modelos L15 e L16 mostraram que nestes pontos as deformações experimentadas foram de pequena ordem.

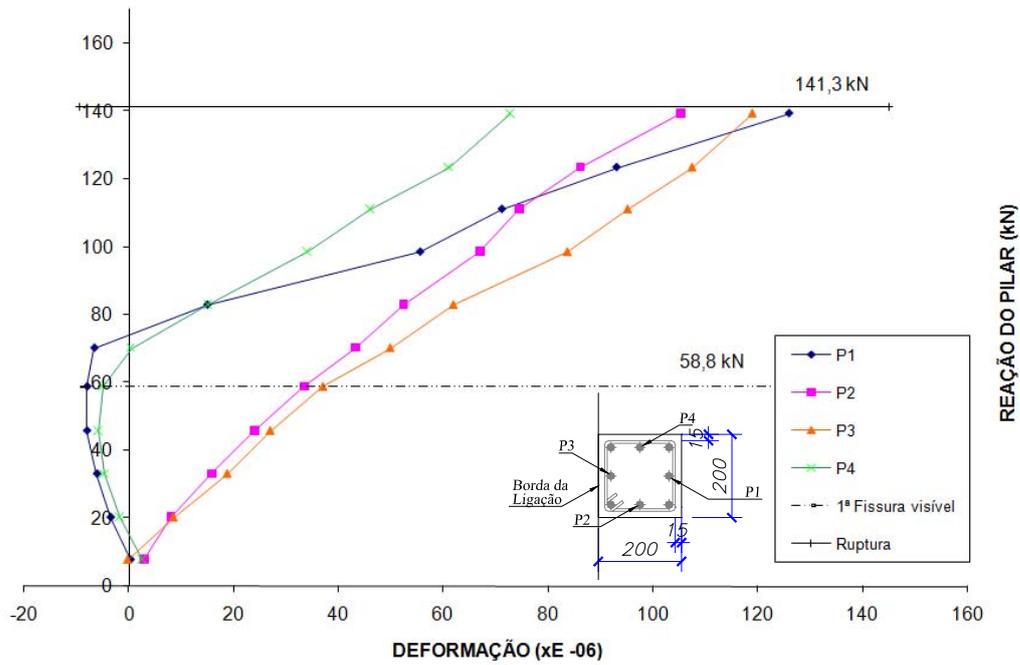


Figura 4.53 – Deformações nas barras localizadas nas faces dos pilares do Modelo L13.

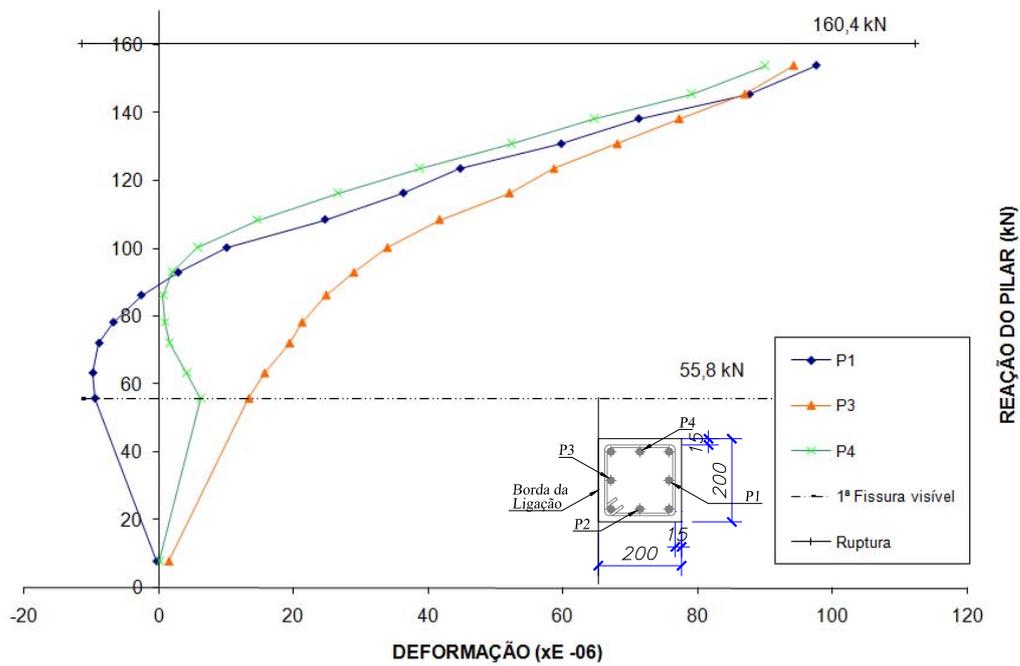


Figura 4.54 – Deformações nas barras localizadas nas faces dos pilares do Modelo L14.

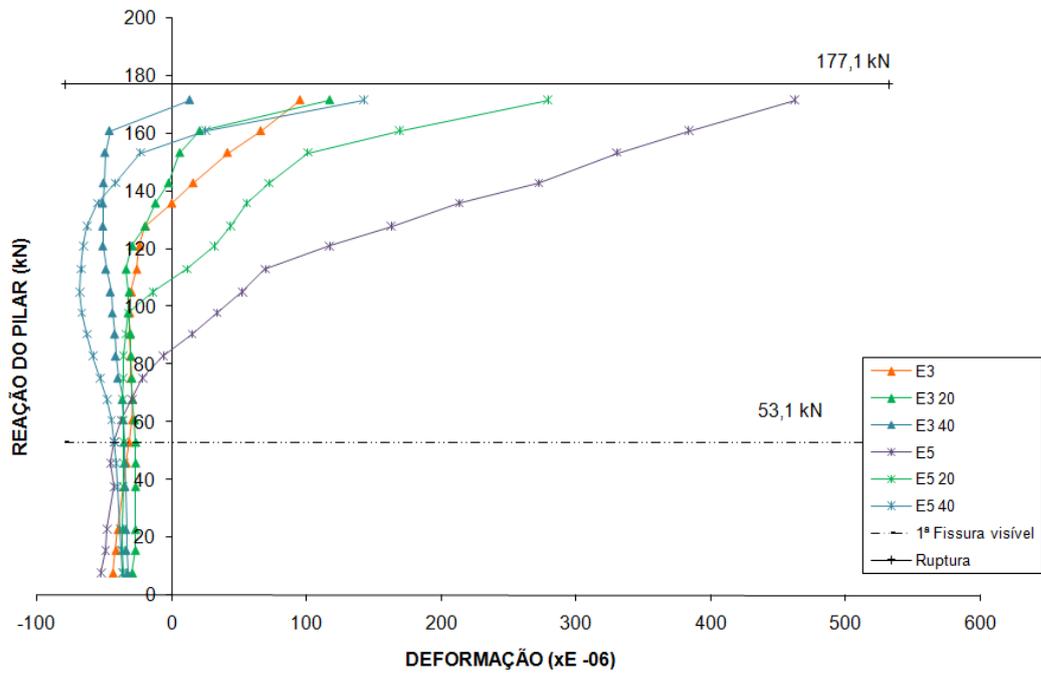


Figura 4.55 – Deformações nas barras localizadas nas posições 20 e40c do Modelo L15.

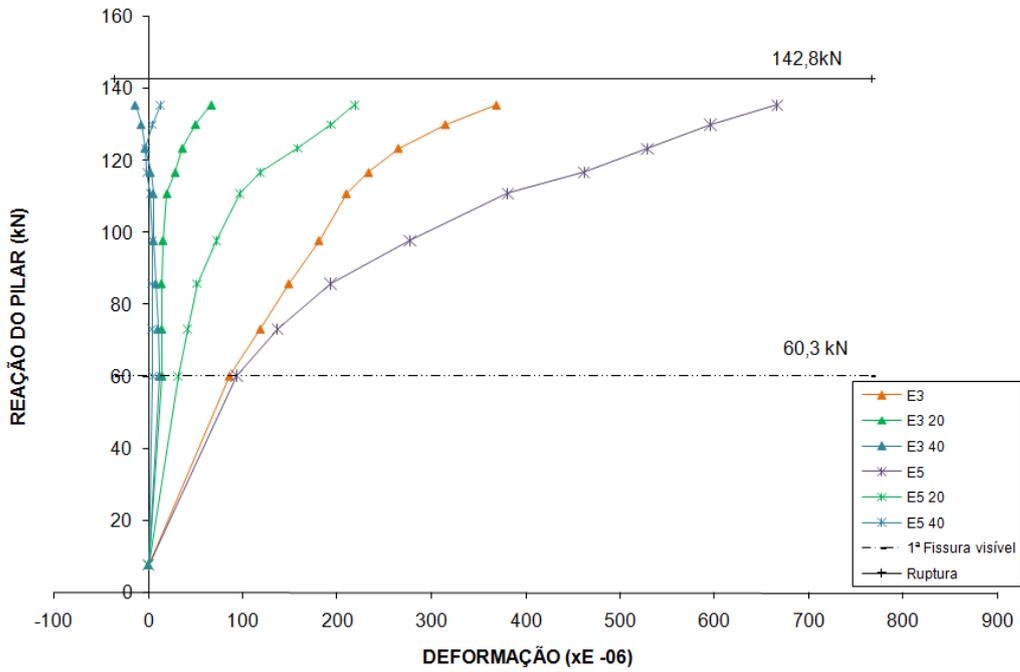


Figura 4.56 – Deformações nas barras localizadas nas posições 20 e 40 do Modelo L16.

4.7 – 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 4.57 à Figura 4.72.

Os extensômetros nos modelos L01 e L16 apresentaram deformação zero no início do ensaio devido a problemas no sistema de aquisição de dados Catman 4.5 que, não registrou as deformações no concreto durante a etapa de protensão.

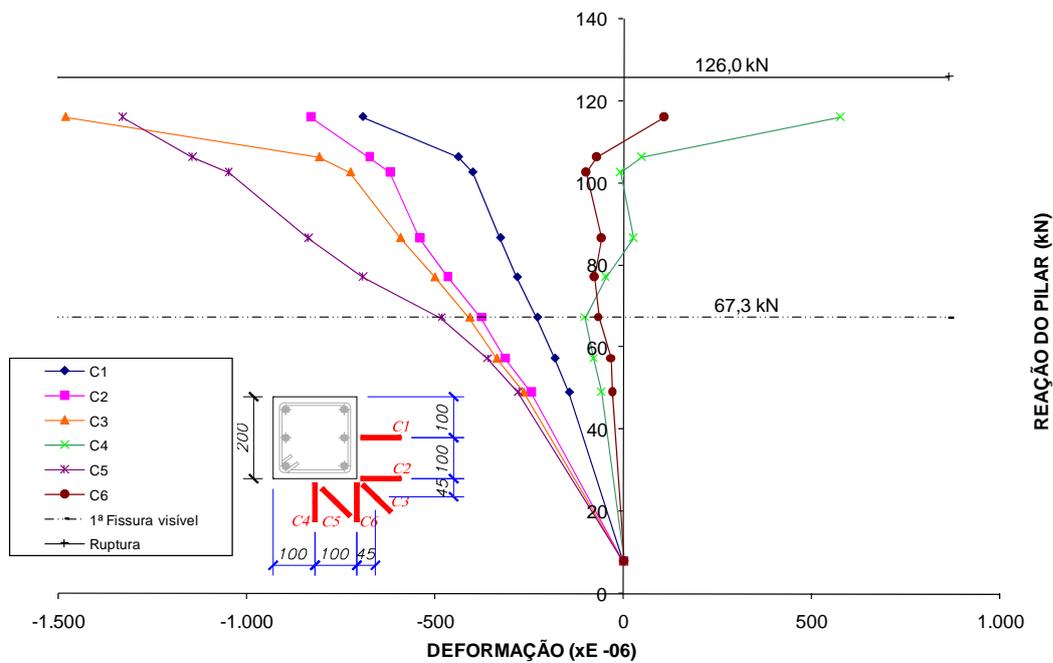


Figura 4.57 – Deformações na superfície do concreto próximo ao pilar – Modelo L01.

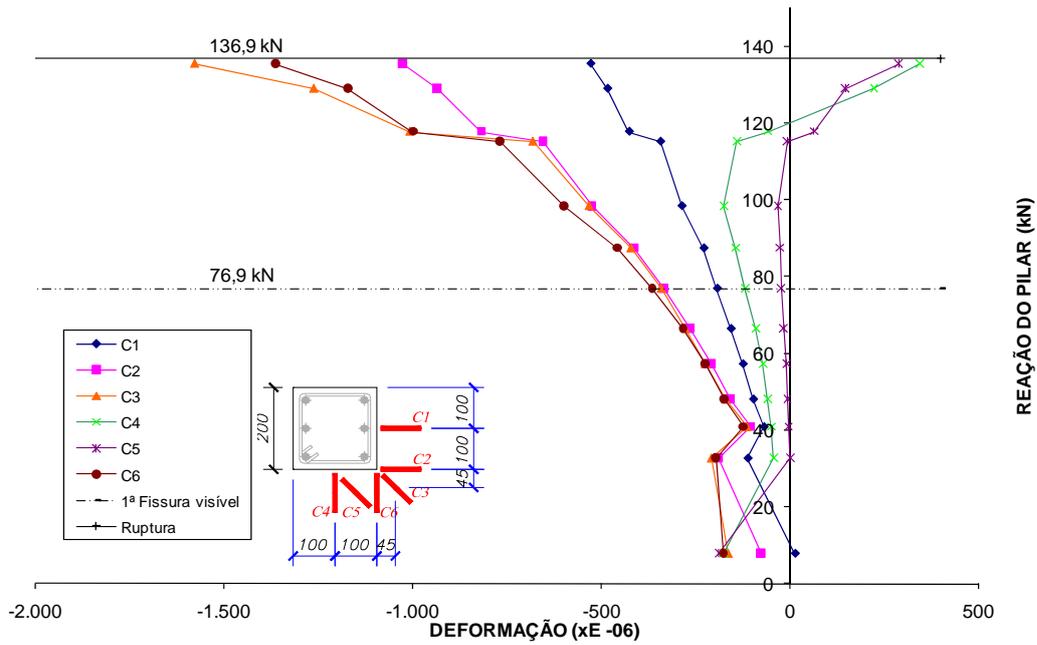


Figura 4.58 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L02.

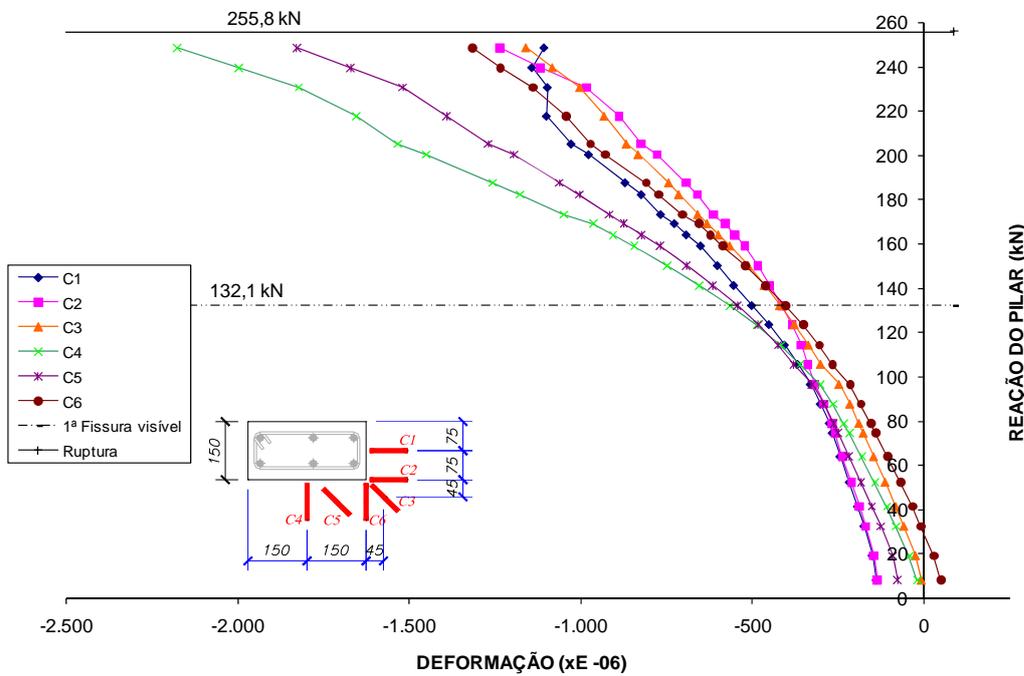


Figura 4.59 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L03.

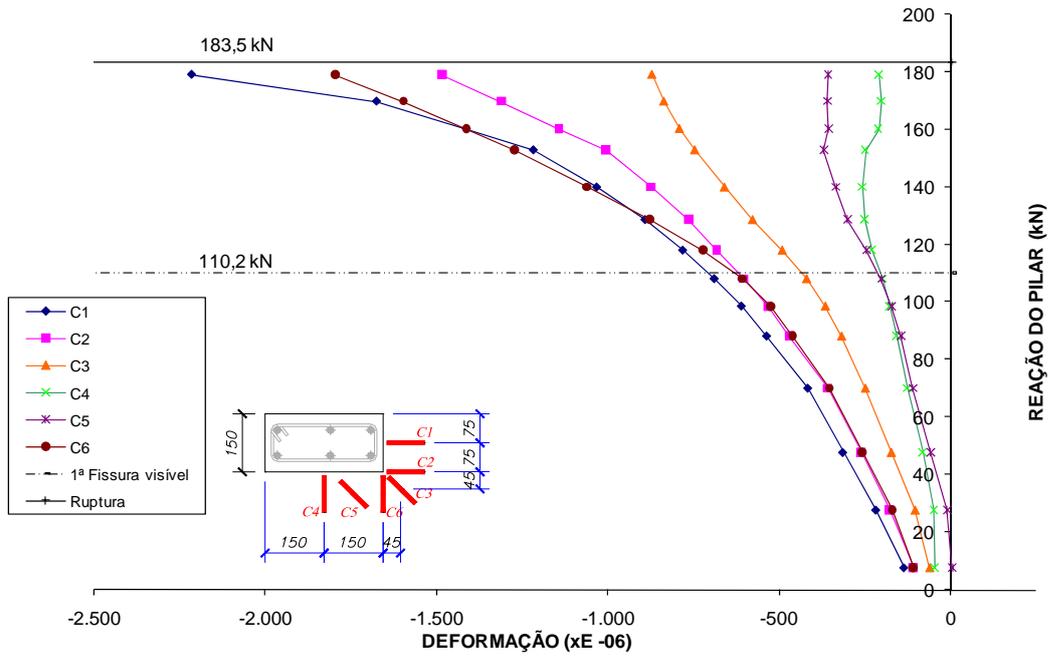


Figura 4.60 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L04.

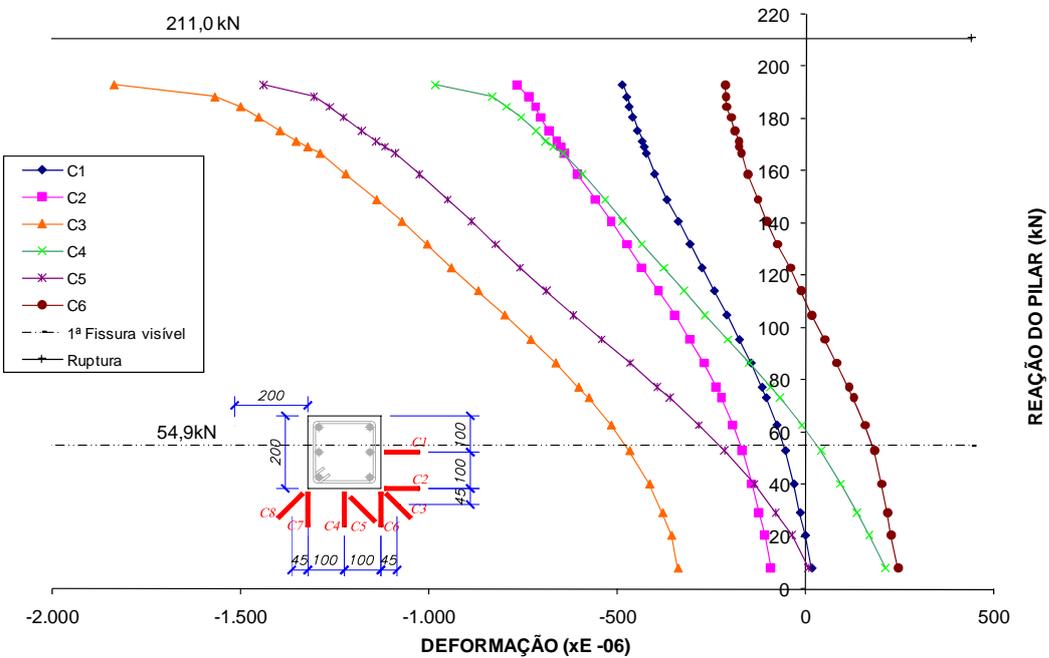


Figura 4.61 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L05.

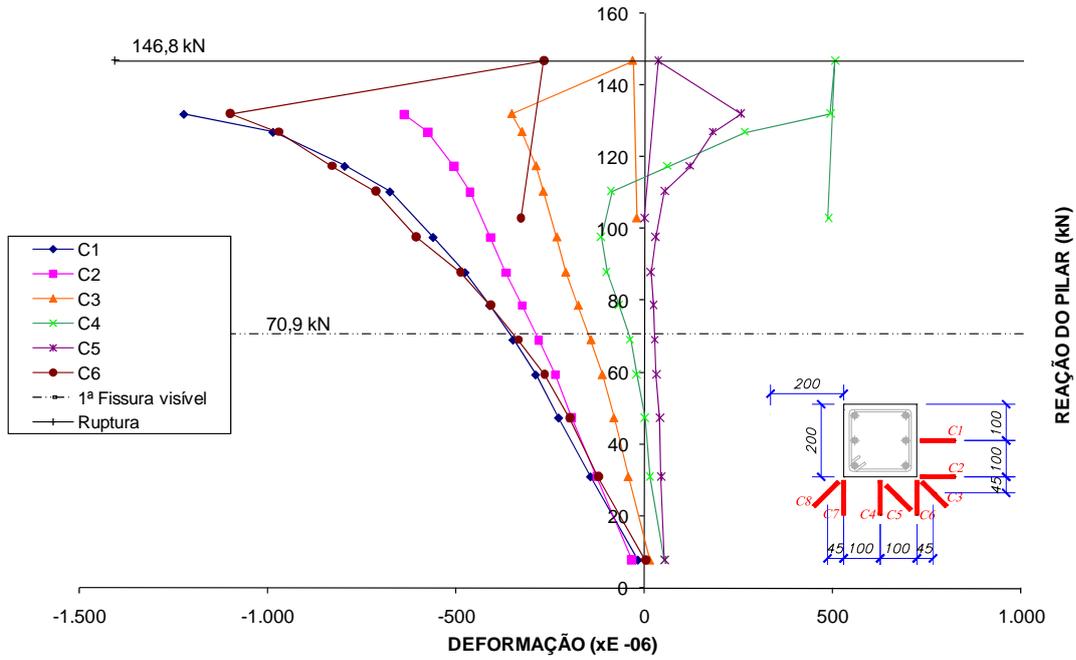


Figura 4.62 – Deformações na superfície do concreto próximo ao pilar – Modelo L06.

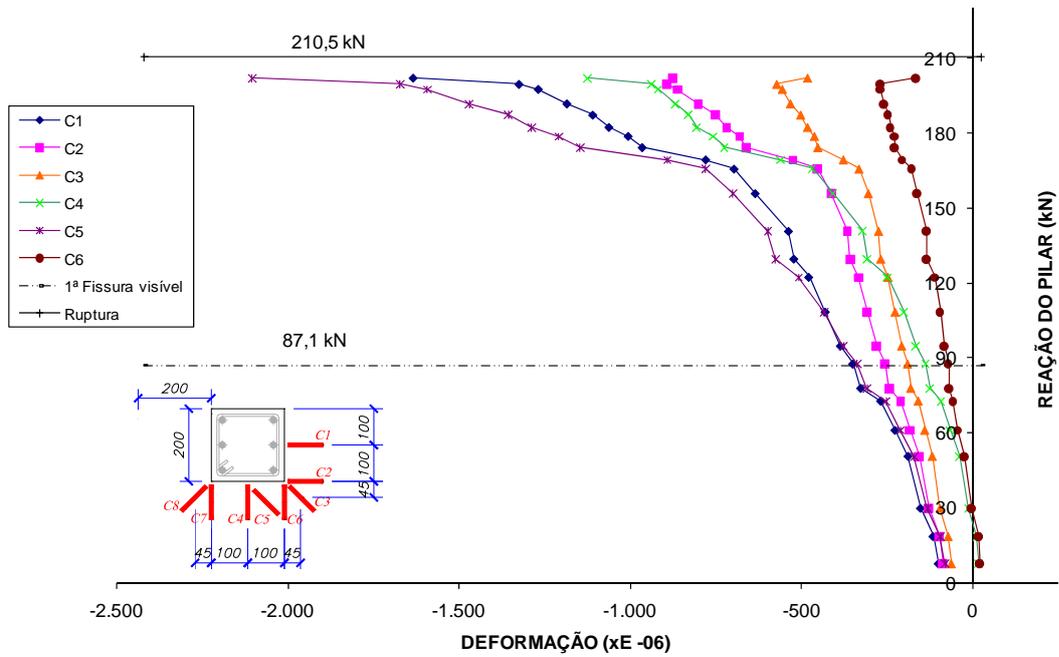


Figura 4.63 – Deformações na superfície do concreto próximo ao pilar – Modelo L07.

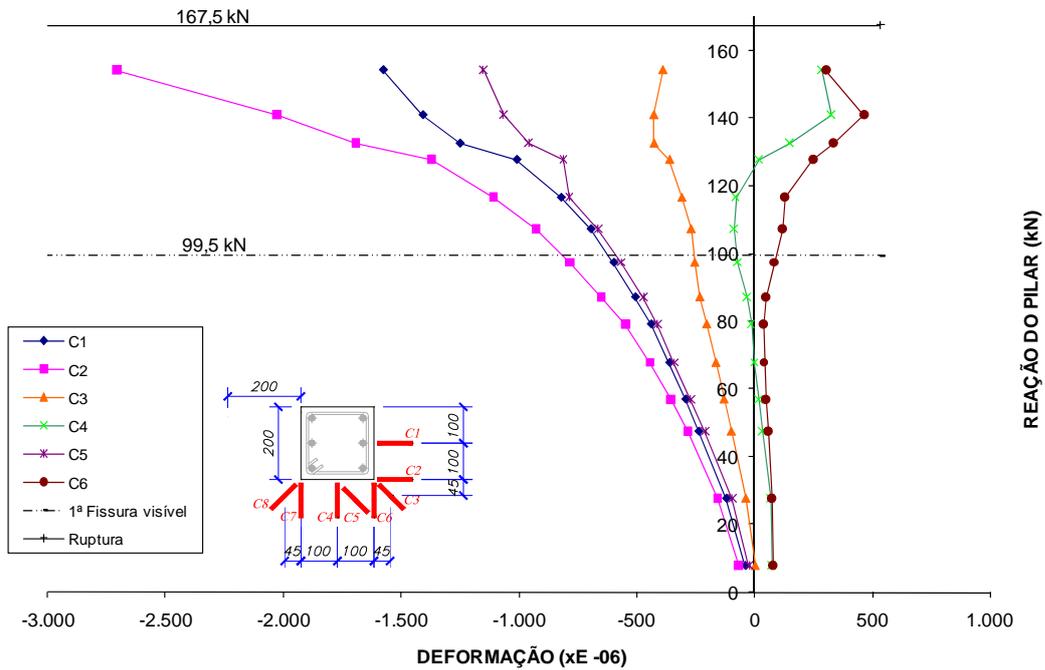


Figura 4.64 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L08.

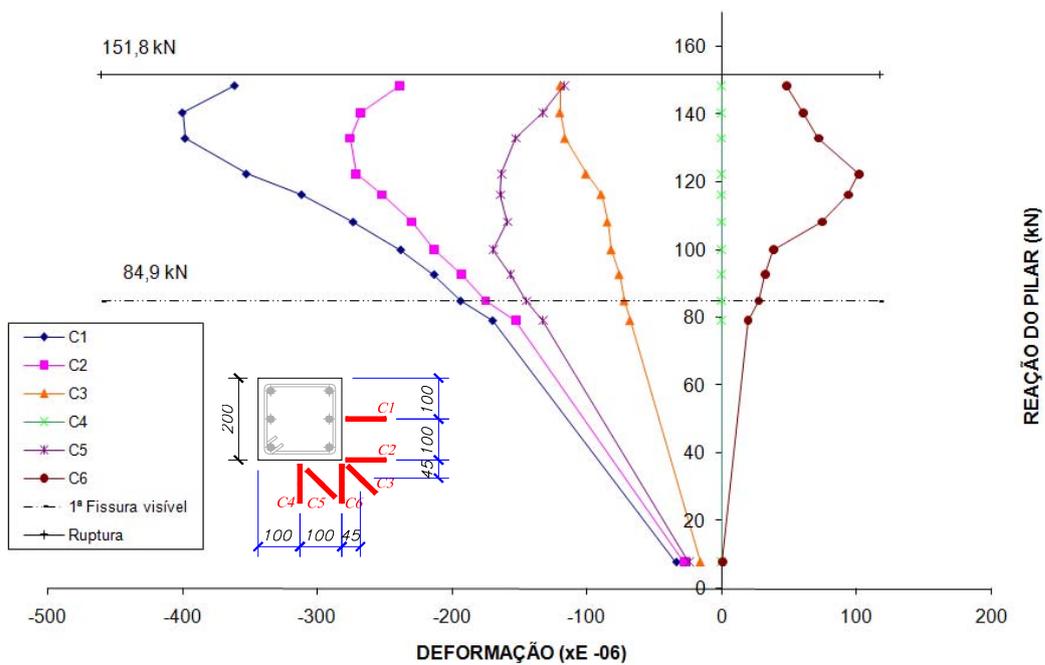


Figura 4.65 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L09.

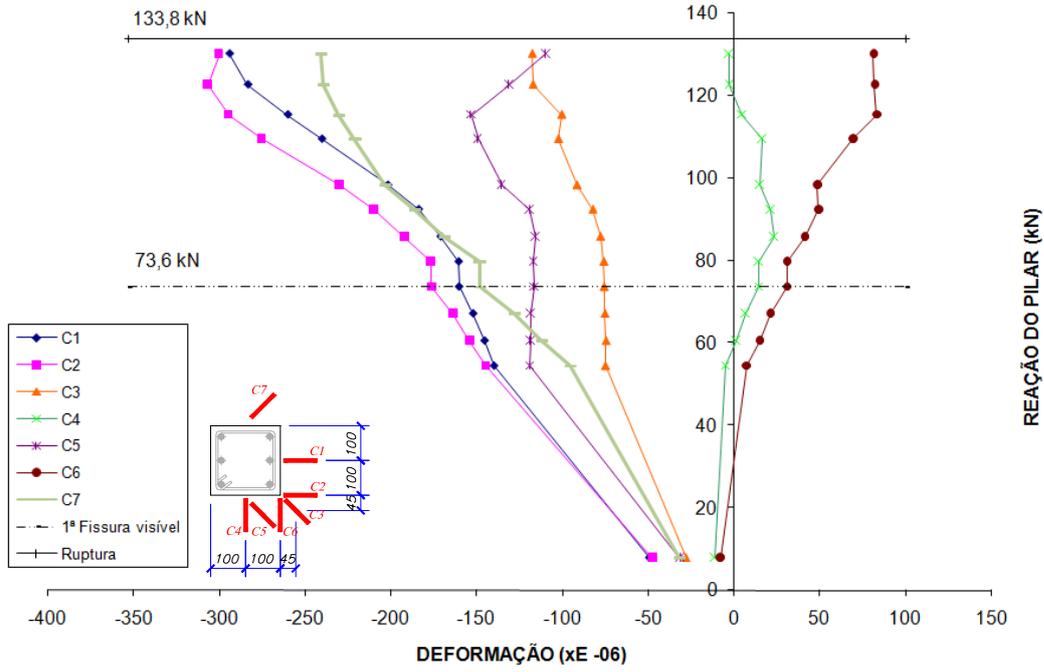


Figura 4.66 – Deformações na superfície do concreto próximo ao pilar – Modelo L10.

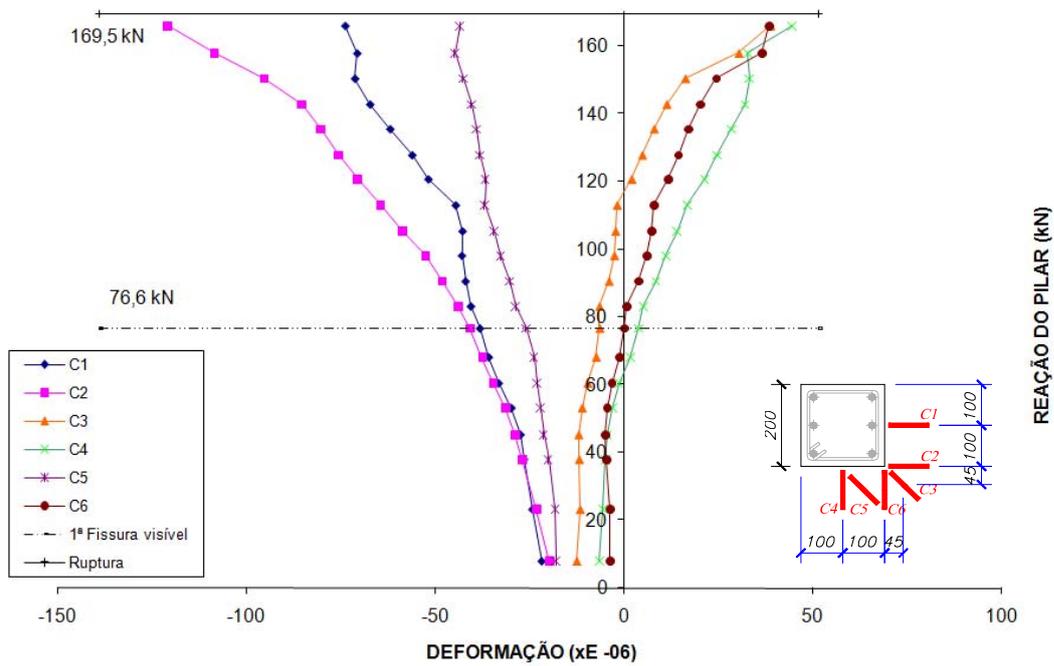


Figura 4.67 – Deformações na superfície do concreto próximo ao pilar – Modelo L11.

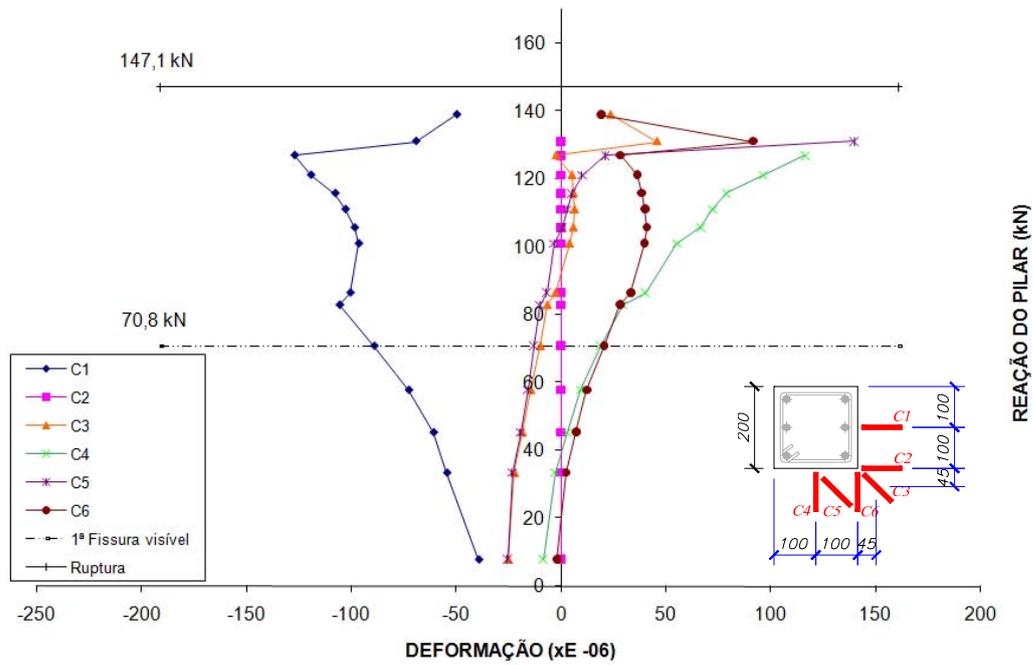


Figura 4.68 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L12.

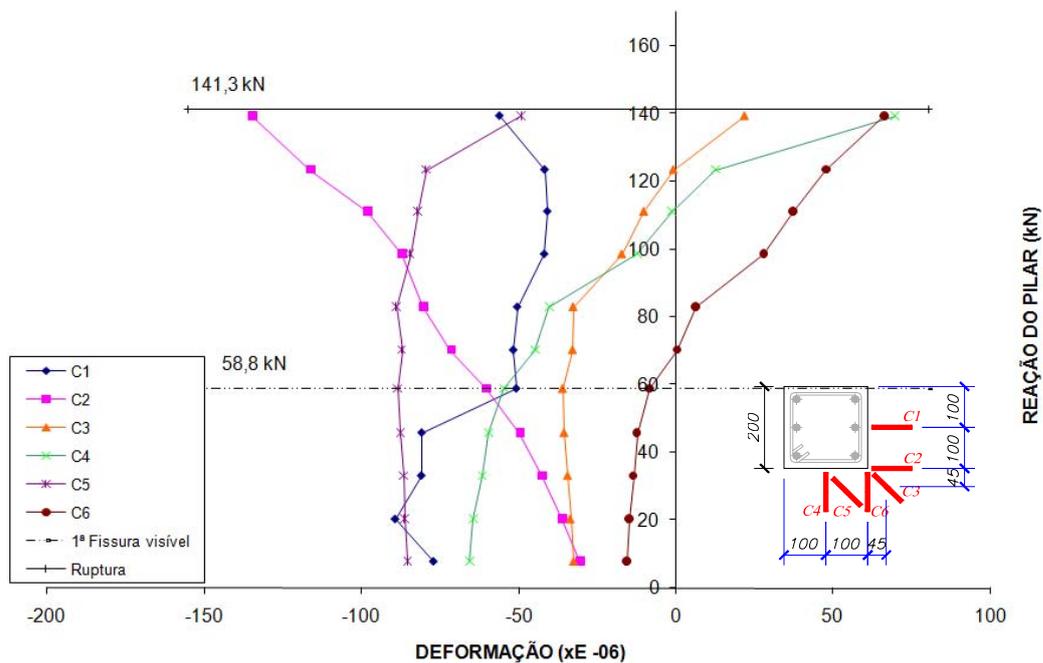


Figura 4.69 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L13.

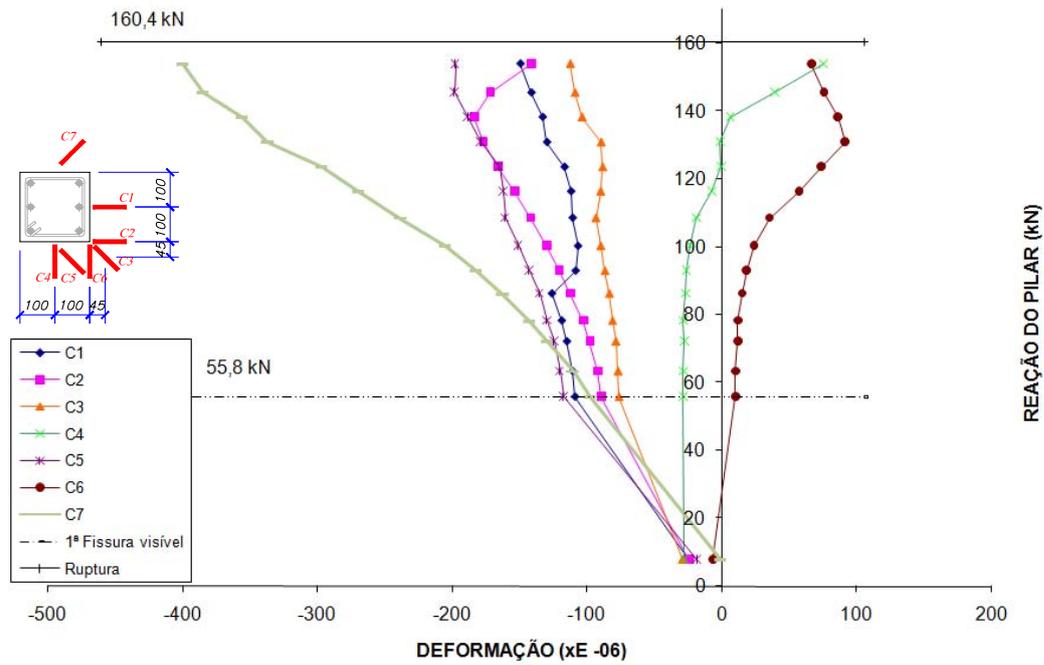


Figura 4.70 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L14.

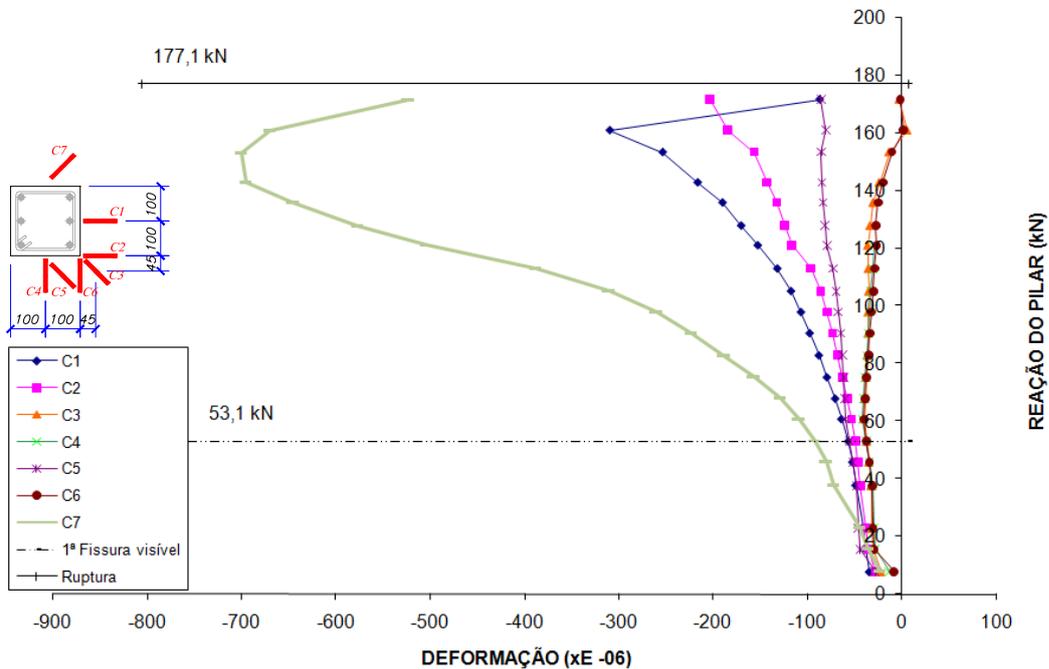


Figura 4.71 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L15.

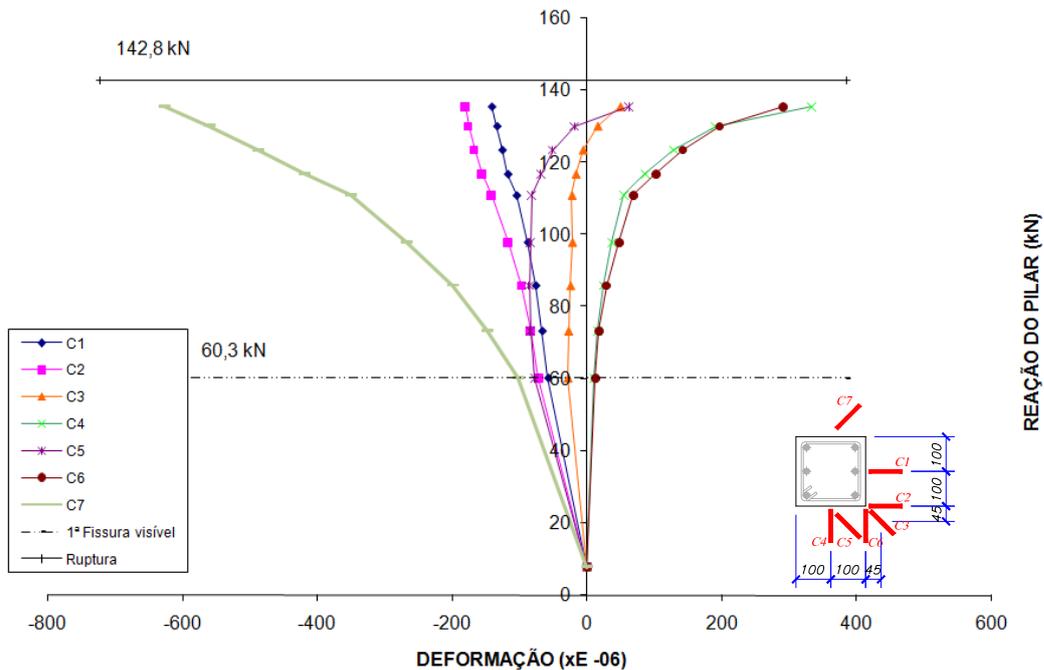


Figura 4.72 – Deformações na superfície do concreto próxima ao pilar – Modelo L16.

Nota-se, nos modelos da primeira série (L01 a L08), 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.

Nos modelos da segunda série (L09 a L16), a exemplo das deformações nas barras da armadura passiva, a influência do carregamento foi bastante evidente. As menores deformações coletadas para os modelos que receberam carregamento $P2 = 40,0$ kN ocorreram nos extensômetros colados paralelamente à borda da ligação na linha de eixo do pilar, posição C4. Exceção feita ao modelo L16 que apresentou as menores deformações coletadas para os extensômetros C3. Nos modelos que não receberam carregamento no ponto P2, quando a relação $P1_D/P1_E$ foi igual a 4,0, as menores deformações ocorreram nos extensômetros C1 e quando a relação $P1_D/P1_E$ foi igual a 2,0, percebe-se que a composição dos momentos interfere nas deformações coletadas e houve uma tendência das menores deformações coletadas ocorrerem na direção paralela, próxima à aresta interna do pilar, semelhante ao que ocorreu nos modelos que receberam carregamento no ponto P2, mas nestes modelos as menores deformações foram registradas nos extensômetros C6.

4.8 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das lajes dos modelos foram medidos por 15 defletômetros na primeira série e 14 defletômetros na segunda série, 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 4.74 à Figura 4.105, os deslocamentos ao longo da direção X (paralela à borda da ligação) medidos com os defletômetros D11, D3, D2, D1 e D10 nesta ordem da esquerda para a direita no gráfico, ficando o centro do pilar na ordenada 1000 mm. Da Figura 4.90 a Figura 4.105 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 0,0 mm.

Os deslocamentos medidos pelos defletômetros D10 e D11 são apresentados nos gráficos dos deslocamentos na direção X, porém, não há ligação entre estes e os demais pontos (pilar no caso de D10 e D3 no caso de D11) por eles não estarem no mesmo alinhamento dos demais. Contudo a apresentação destes pontos de deslocamentos nestes gráficos se faz necessária para a observação do comportamento geral dos deslocamentos das lajes 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.

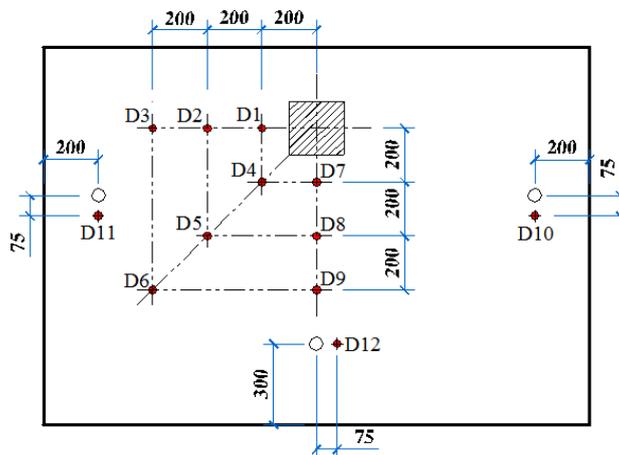


Figura 4.73 – Posicionamento dos defletômetros nas lajes dos modelos.

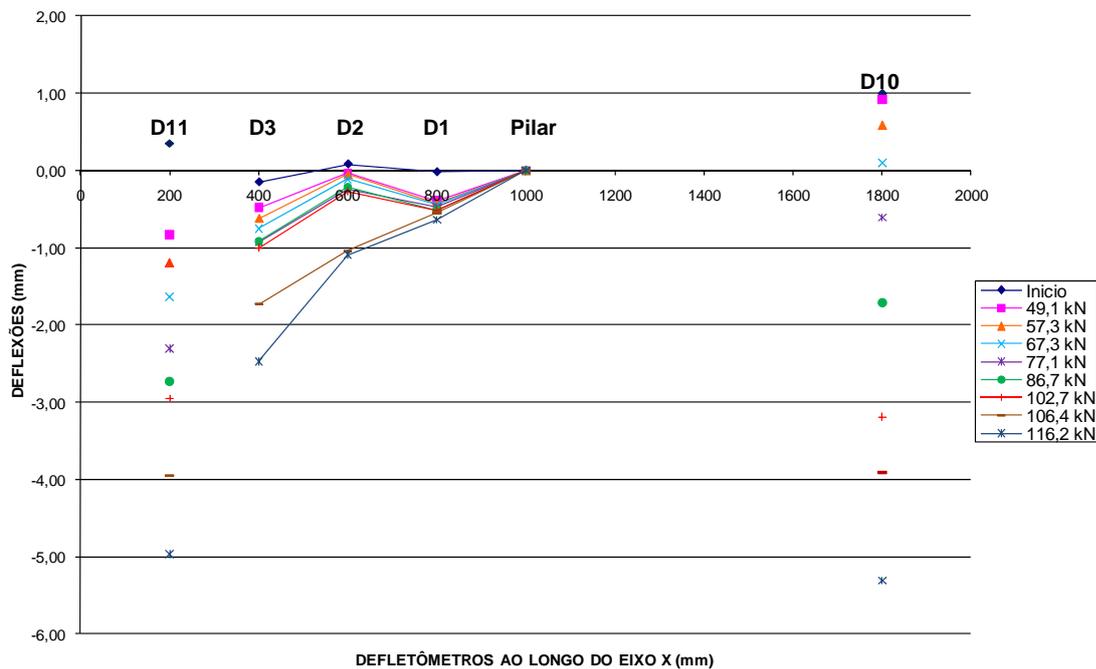


Figura 4.74 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L01.

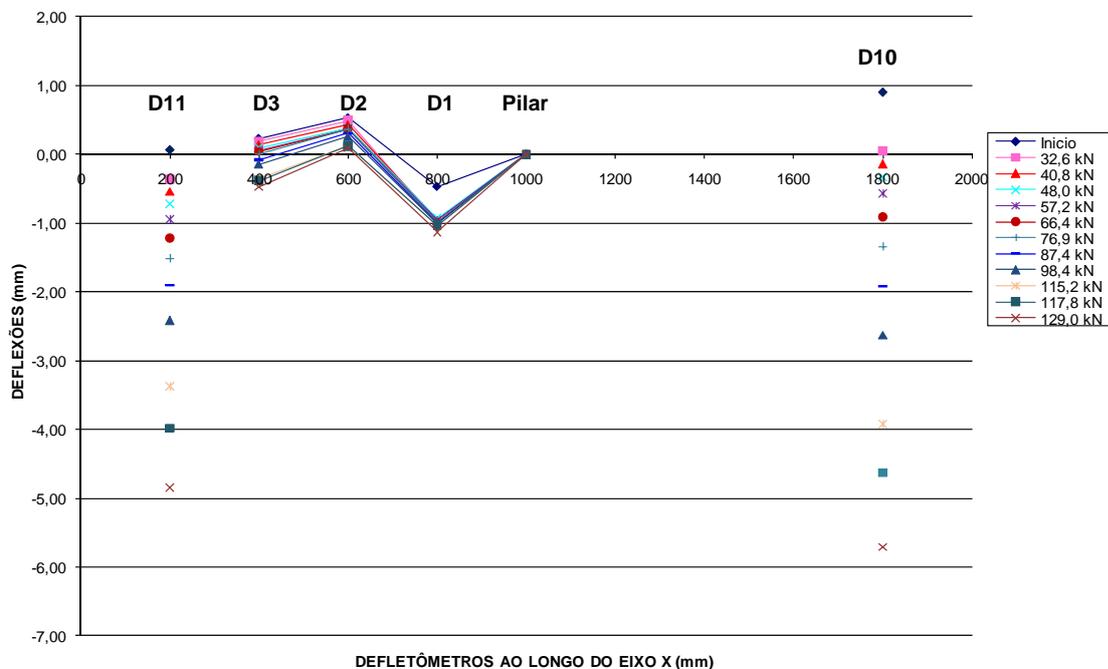


Figura 4.75 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L02.

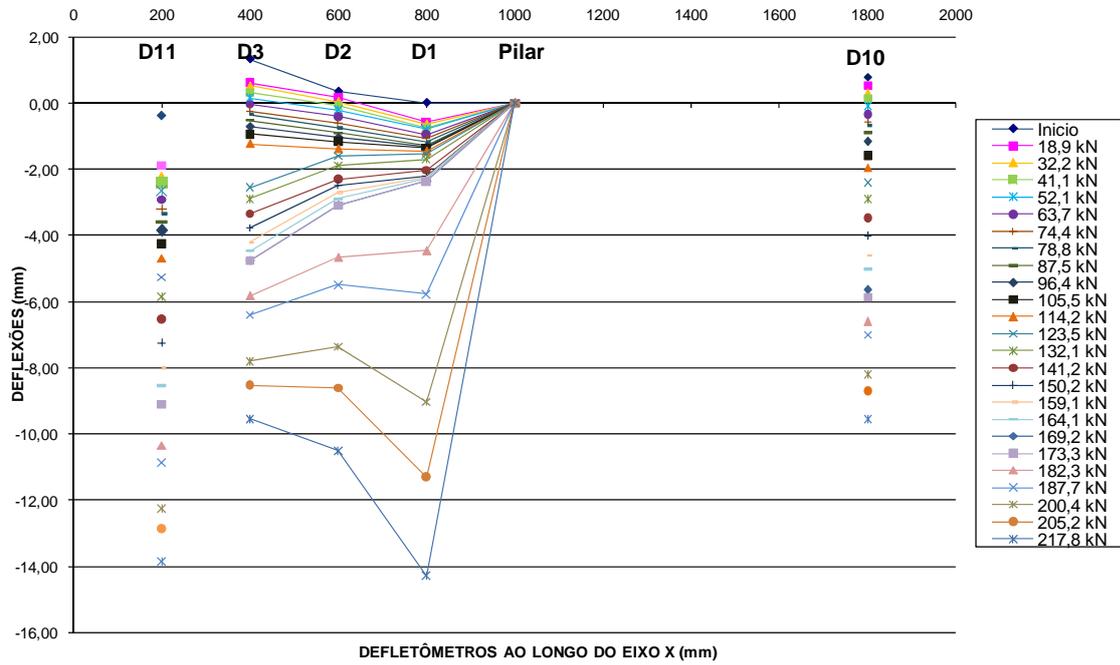


Figura 4.76 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L03

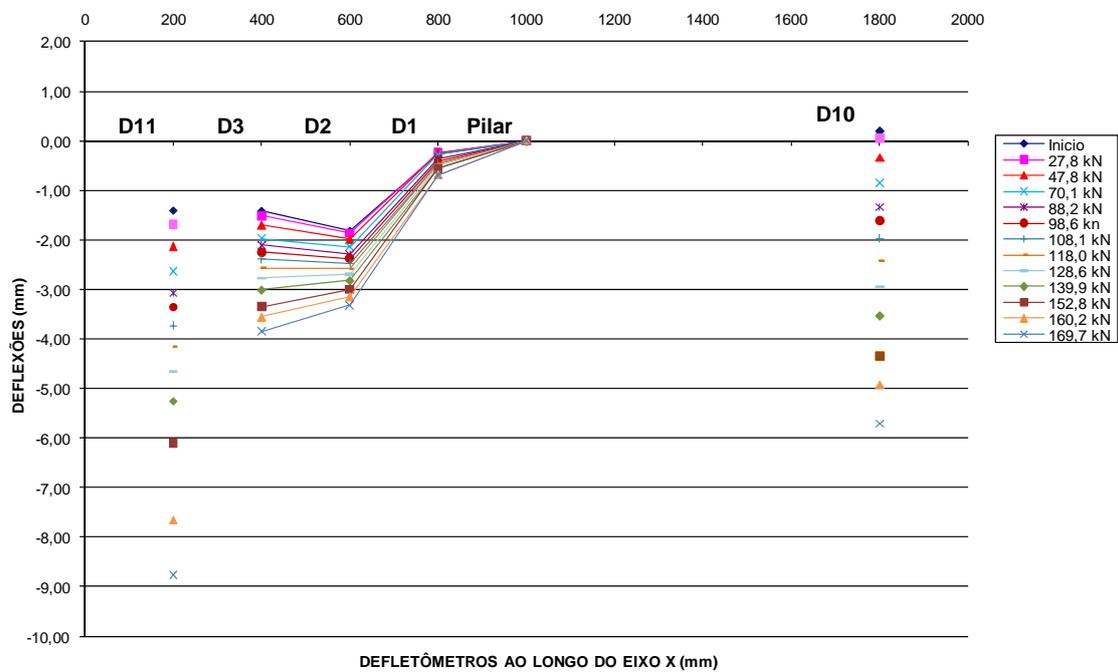


Figura 4.77 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L04

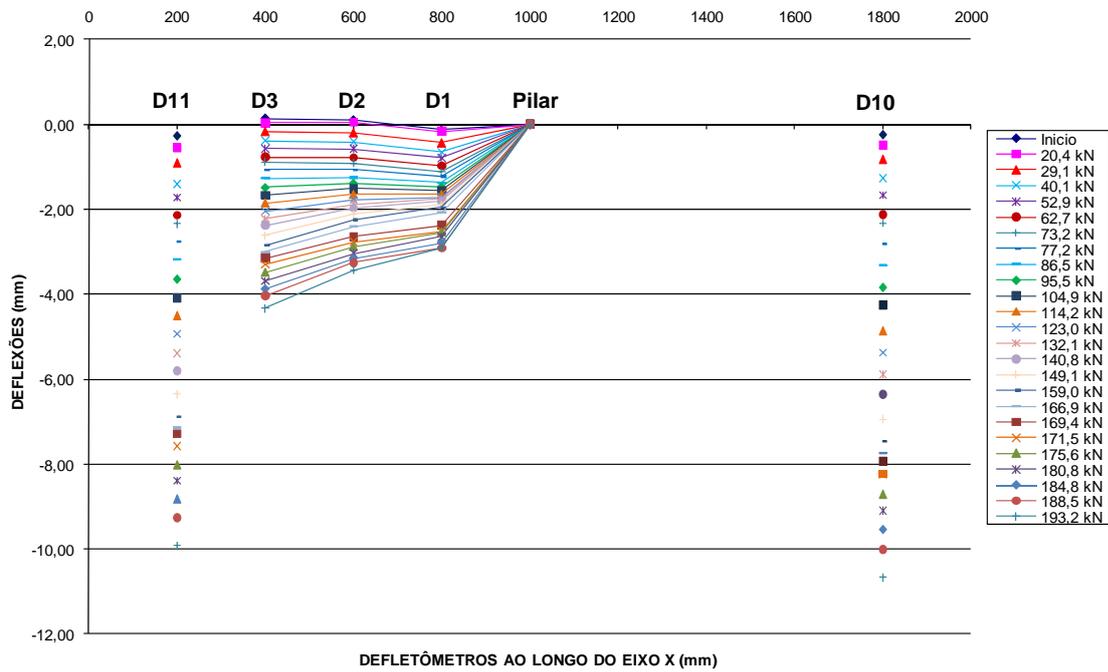


Figura 4.78 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L05

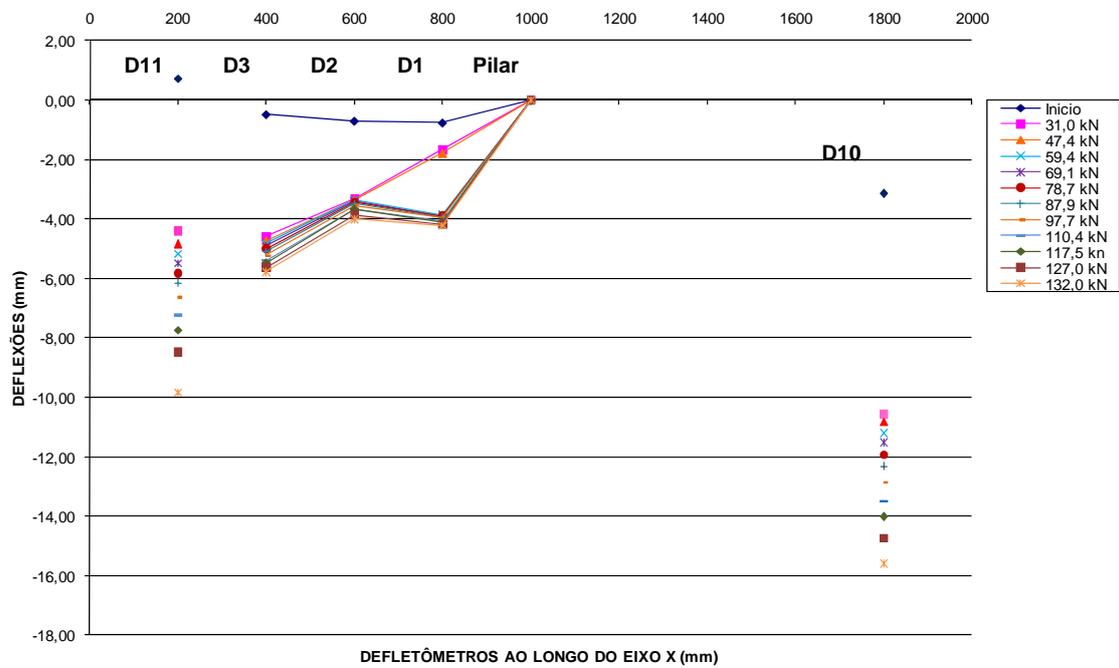


Figura 4.79 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L06

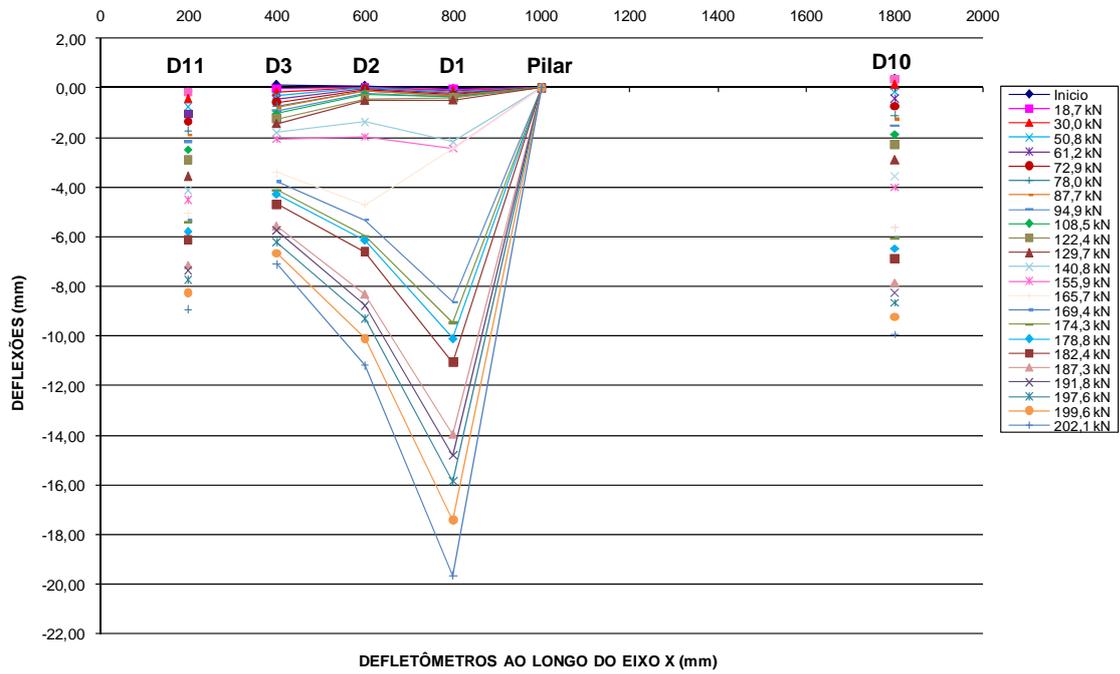


Figura 4.80 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L07

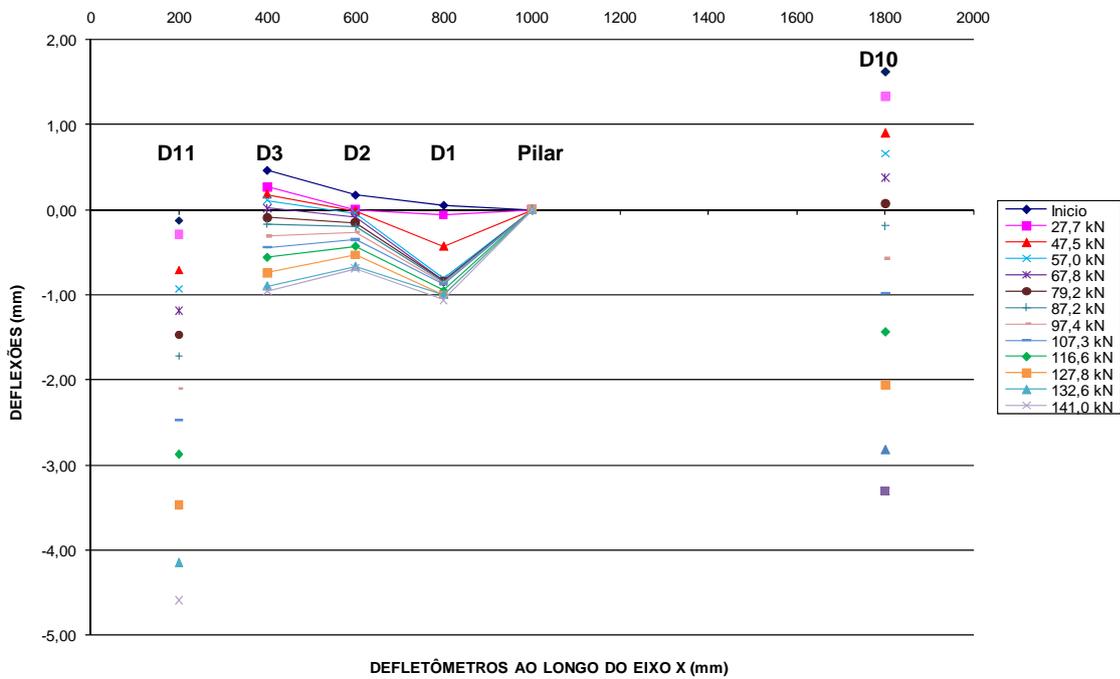


Figura 4.81 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L08.

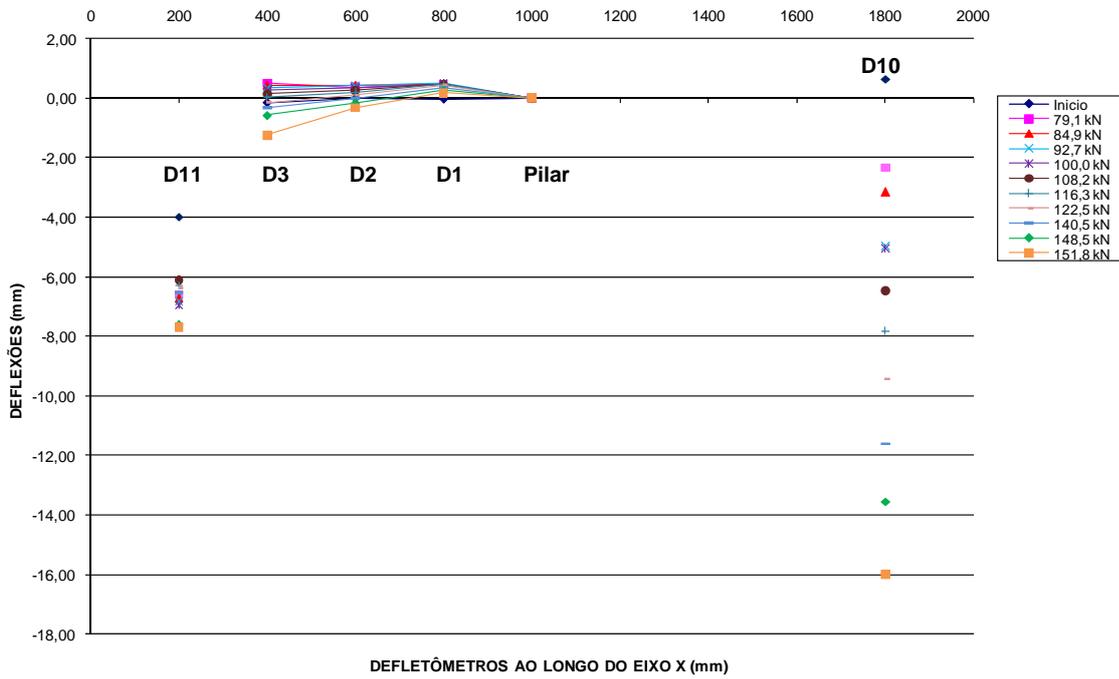


Figura 4.82 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L09.

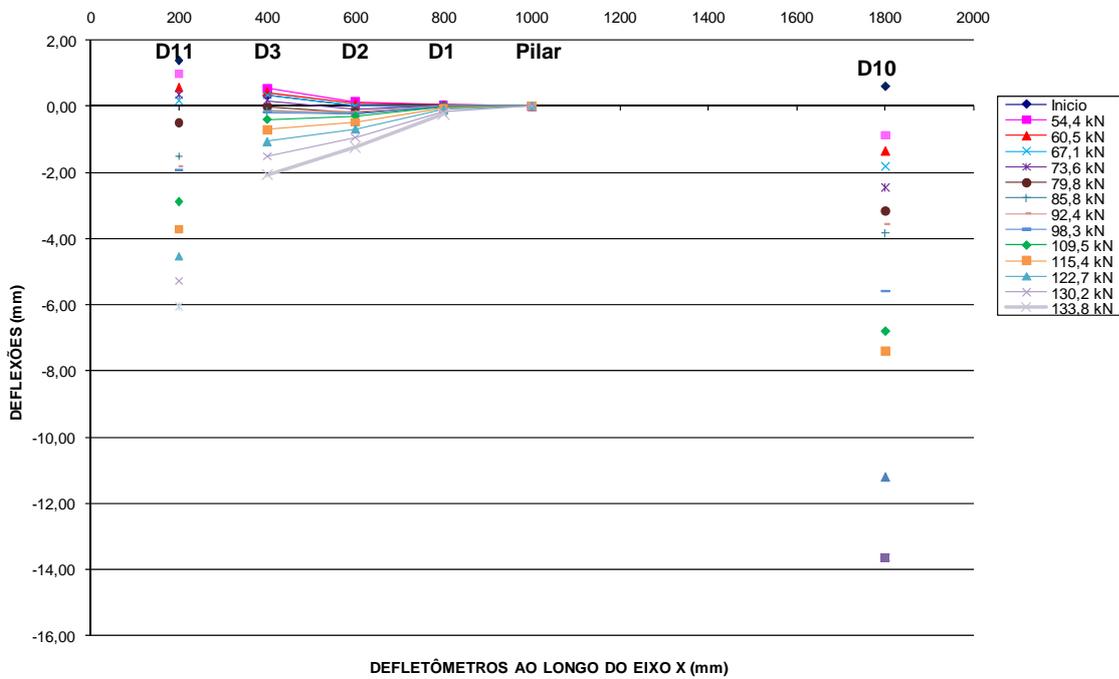


Figura 4.83 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L10.

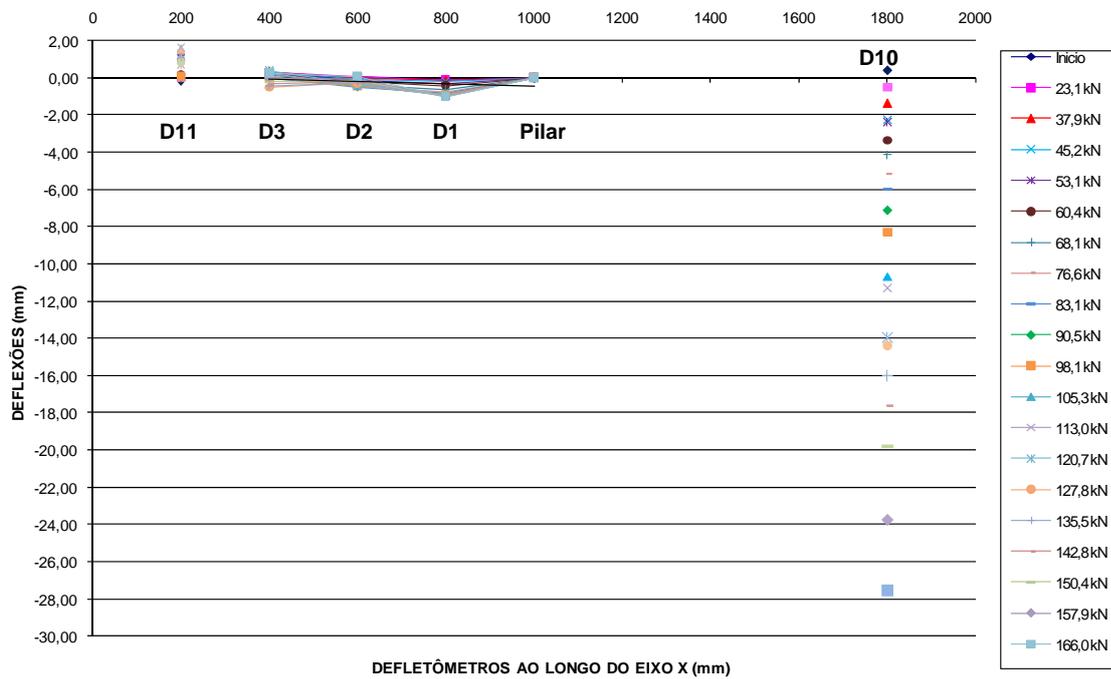


Figura 4.84 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L11.

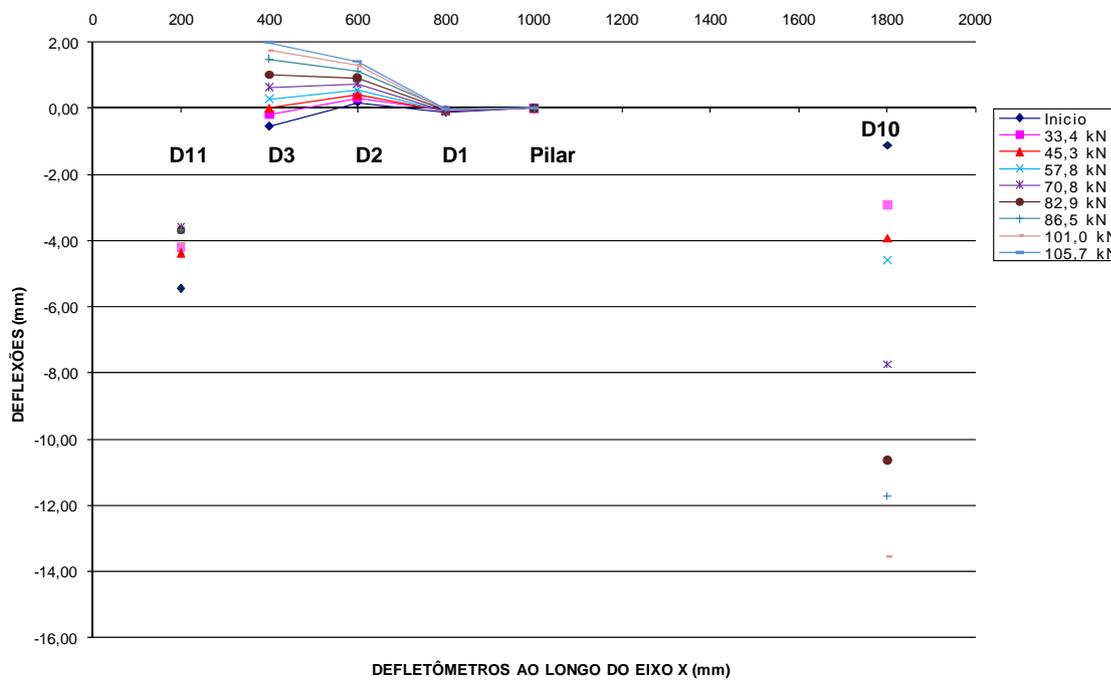


Figura 4.85 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L12.

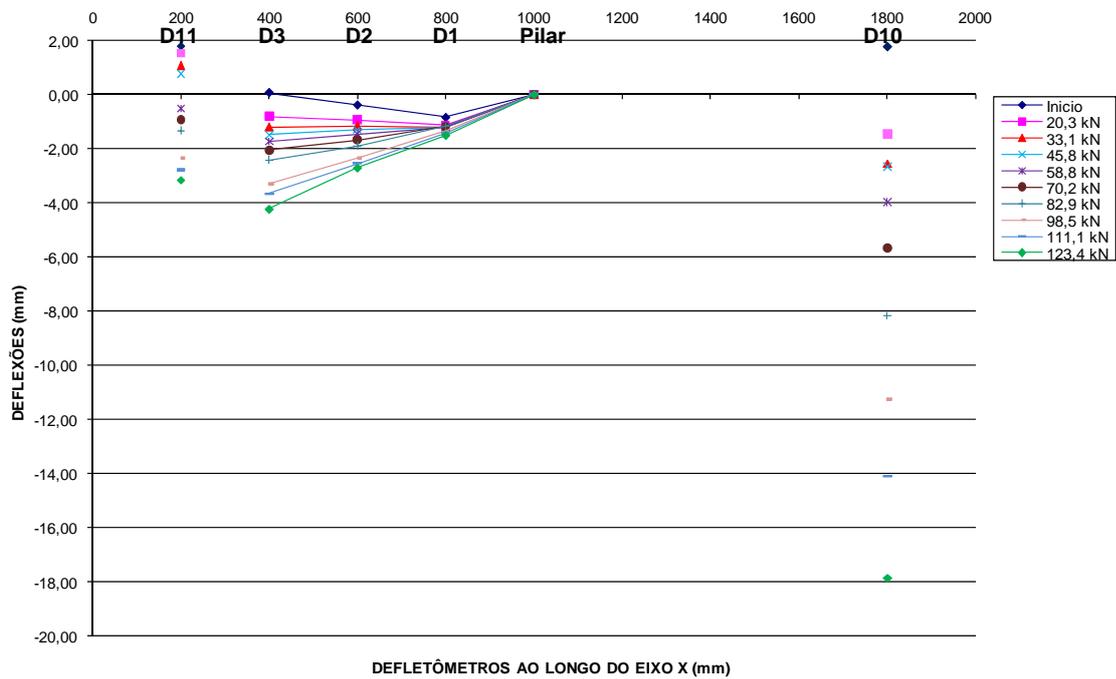


Figura 4.86 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L13.

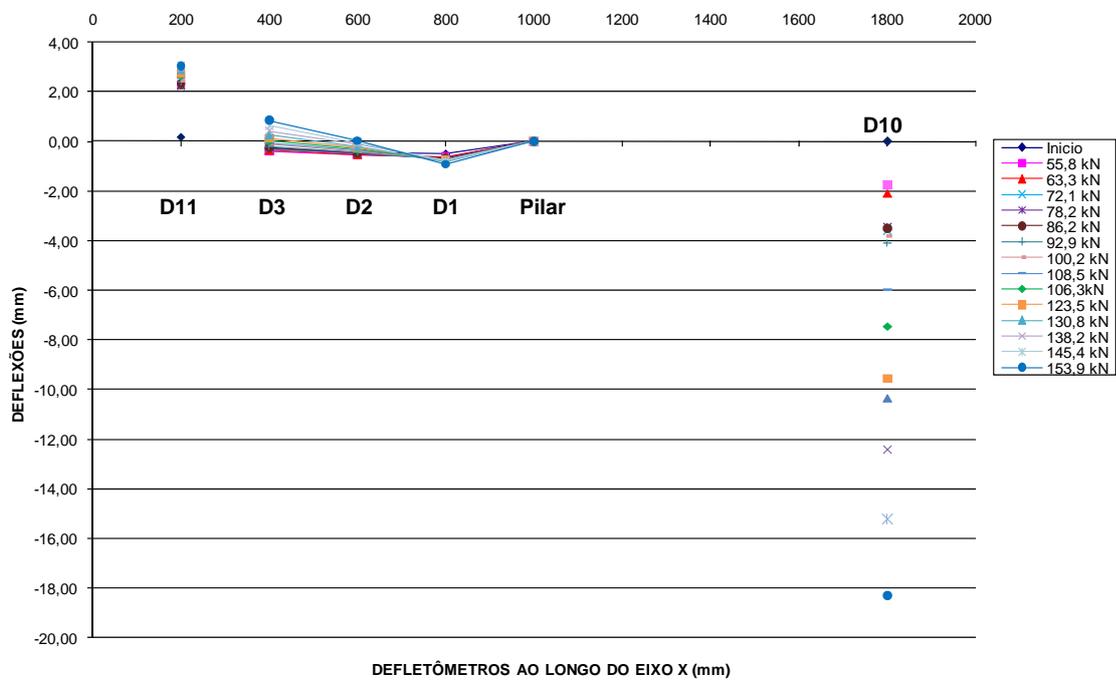


Figura 4.87 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L14.

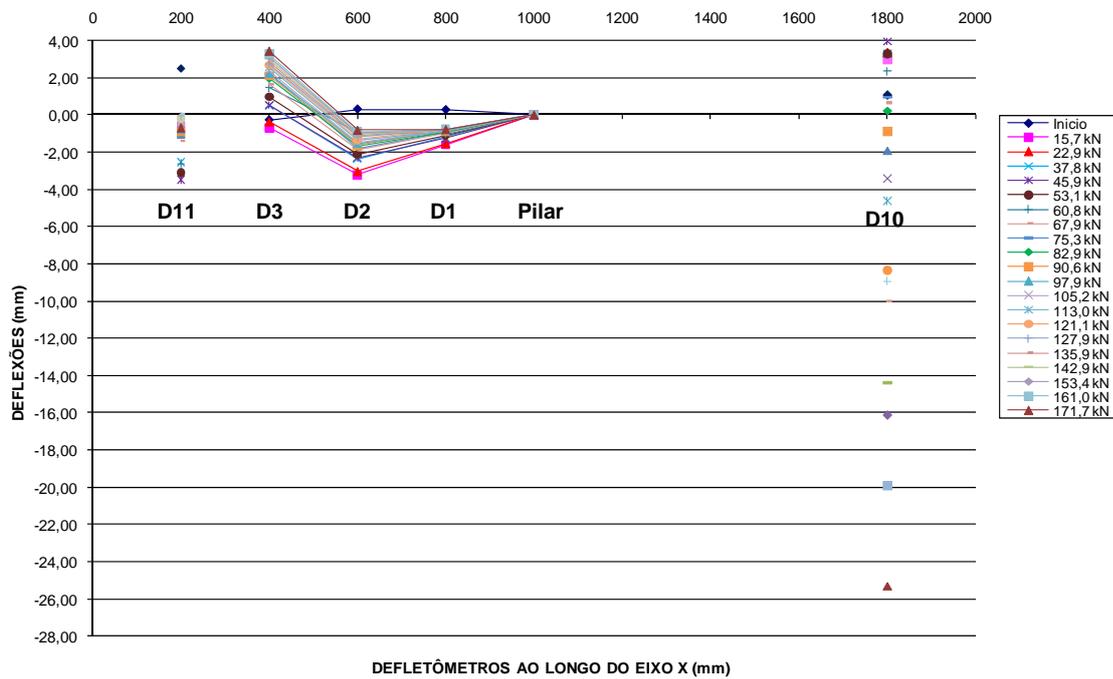


Figura 4.88 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L15.

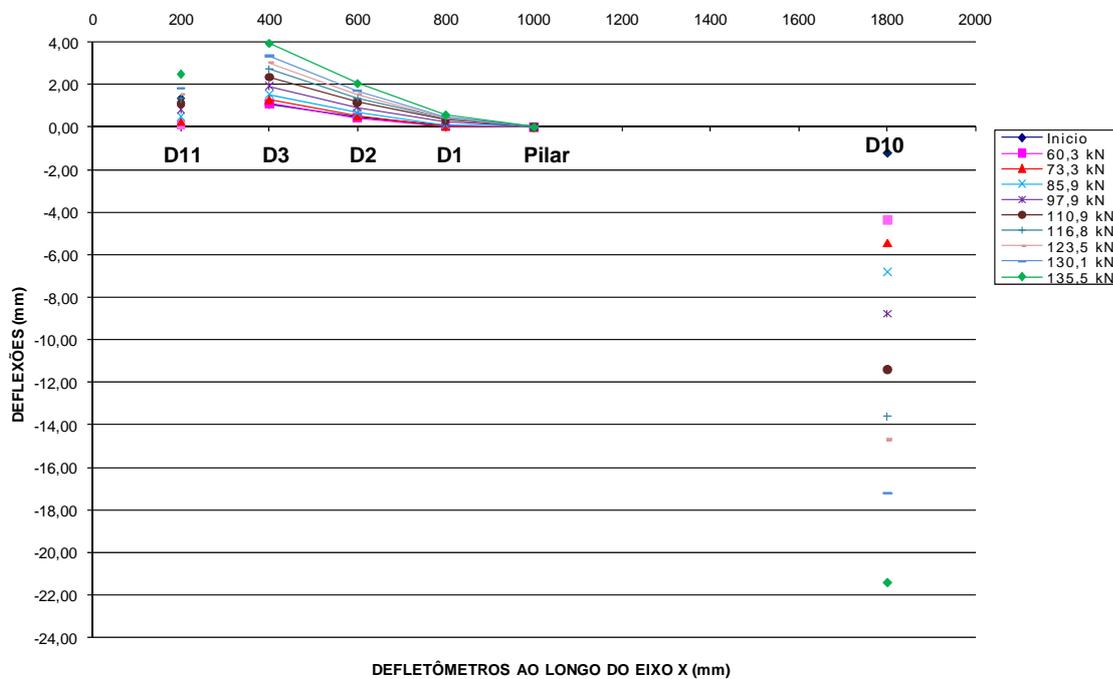


Figura 4.89 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo X – Modelo L16.

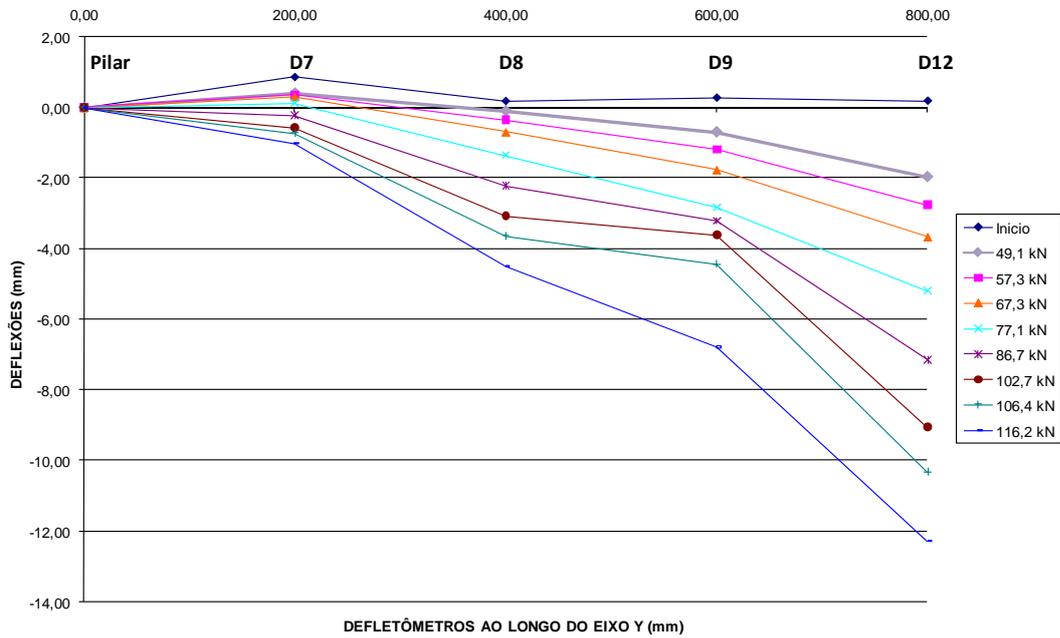


Figura 4.90 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L01.

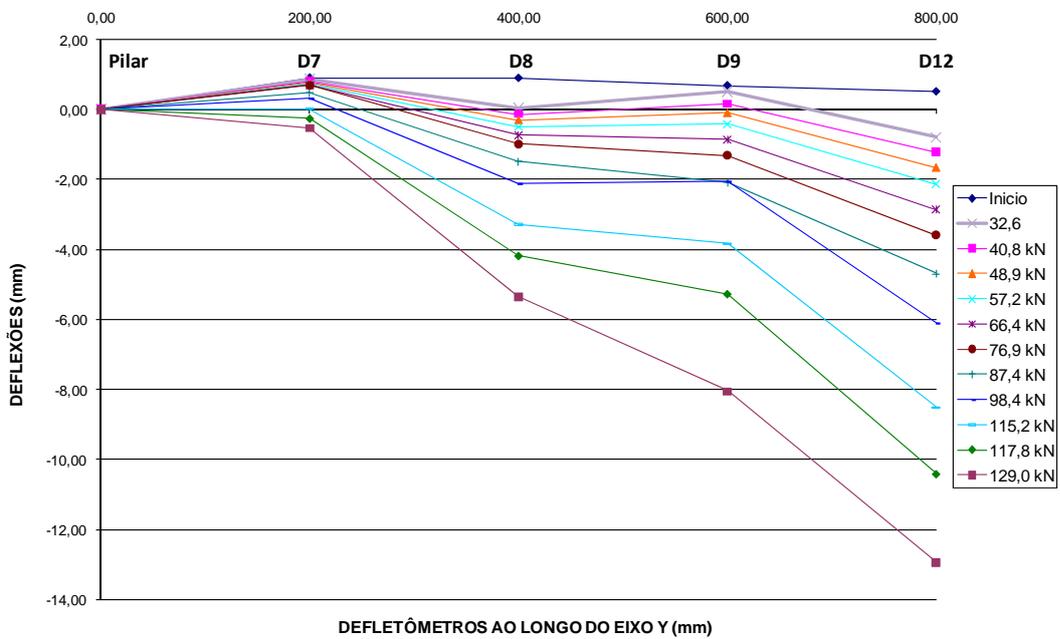


Figura 4.91 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L02.

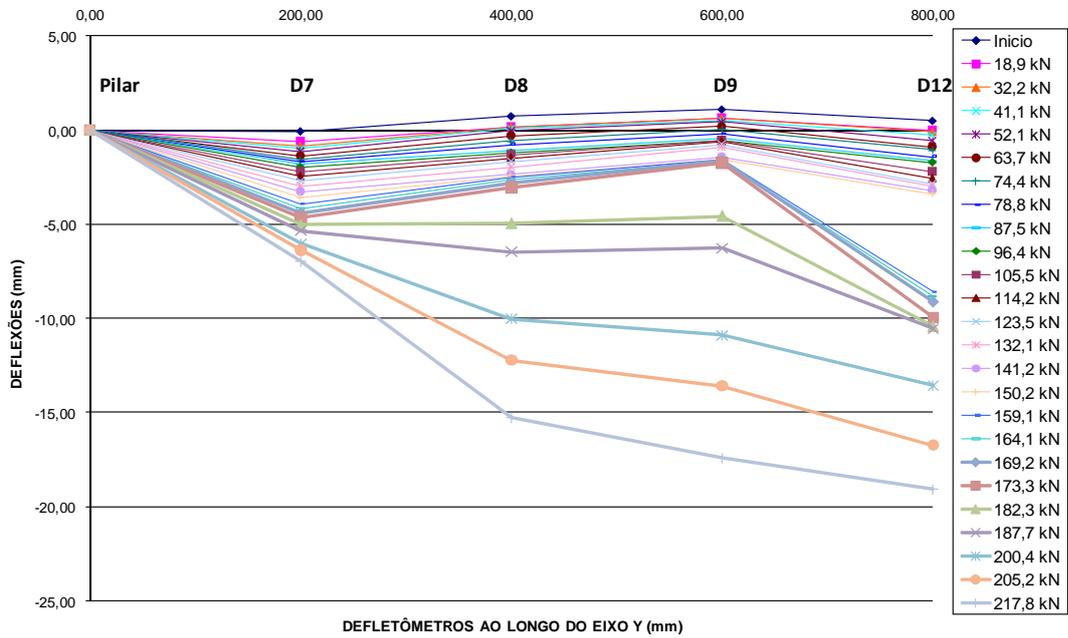


Figura 4.92 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L03.

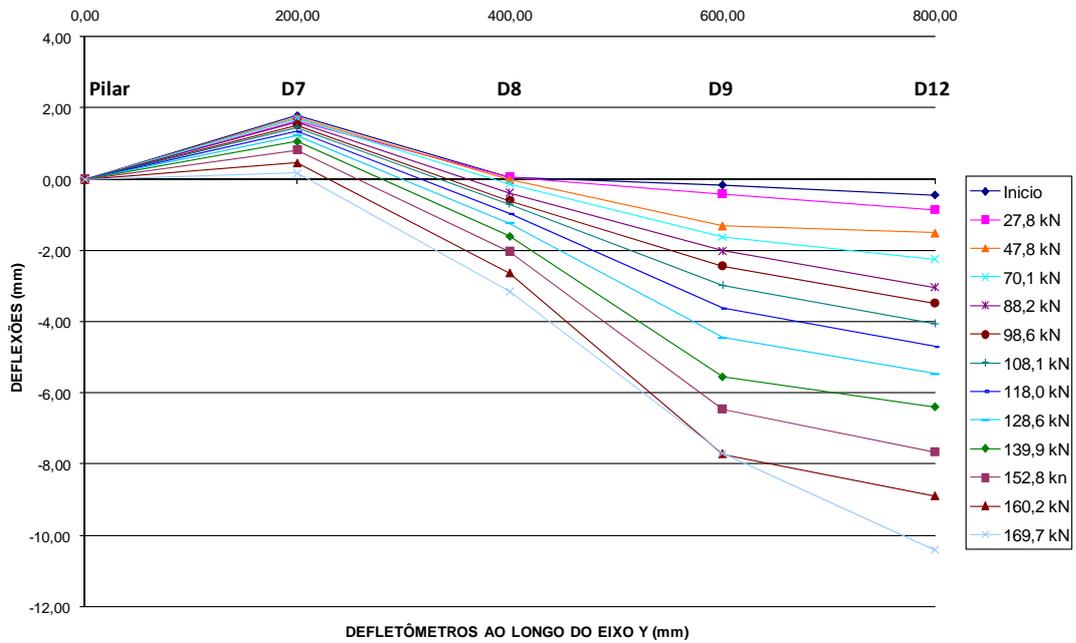


Figura 4.93 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L04.

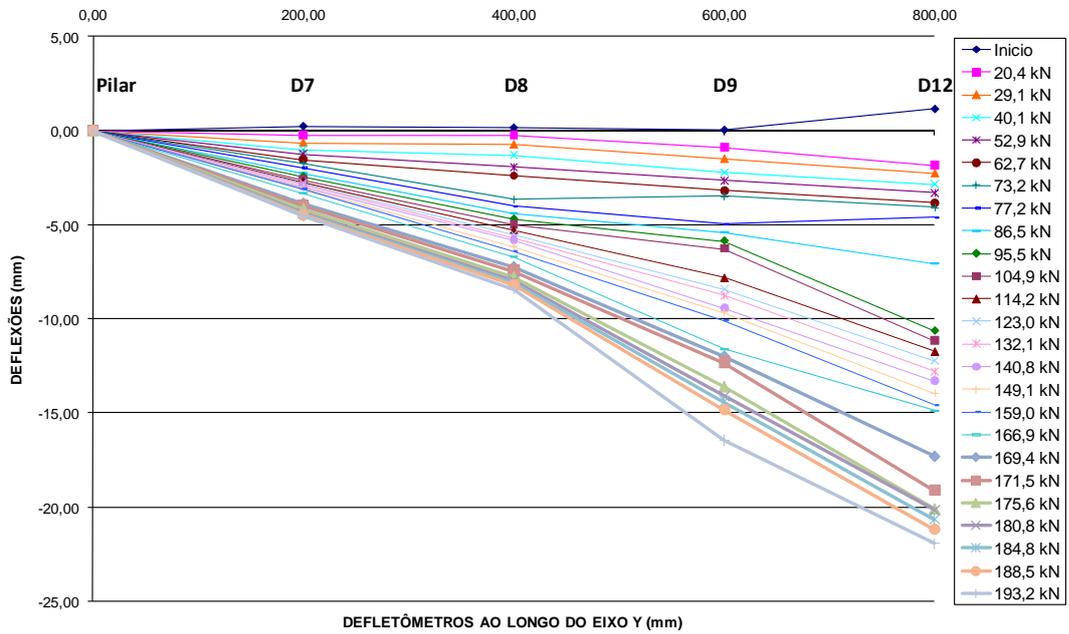


Figura 4.94 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L05.

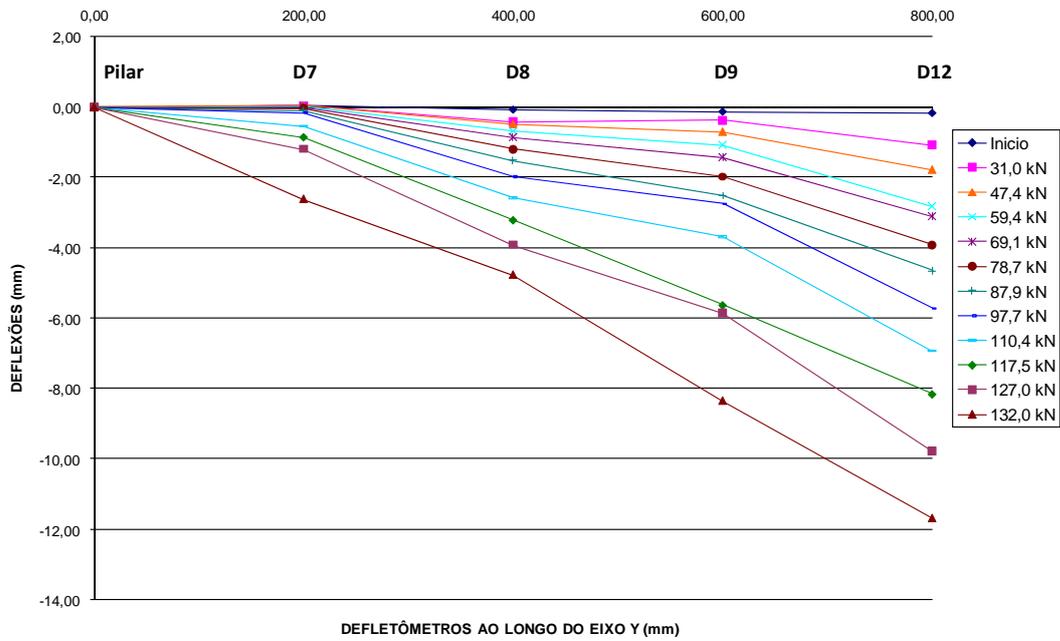


Figura 4.95 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L06.

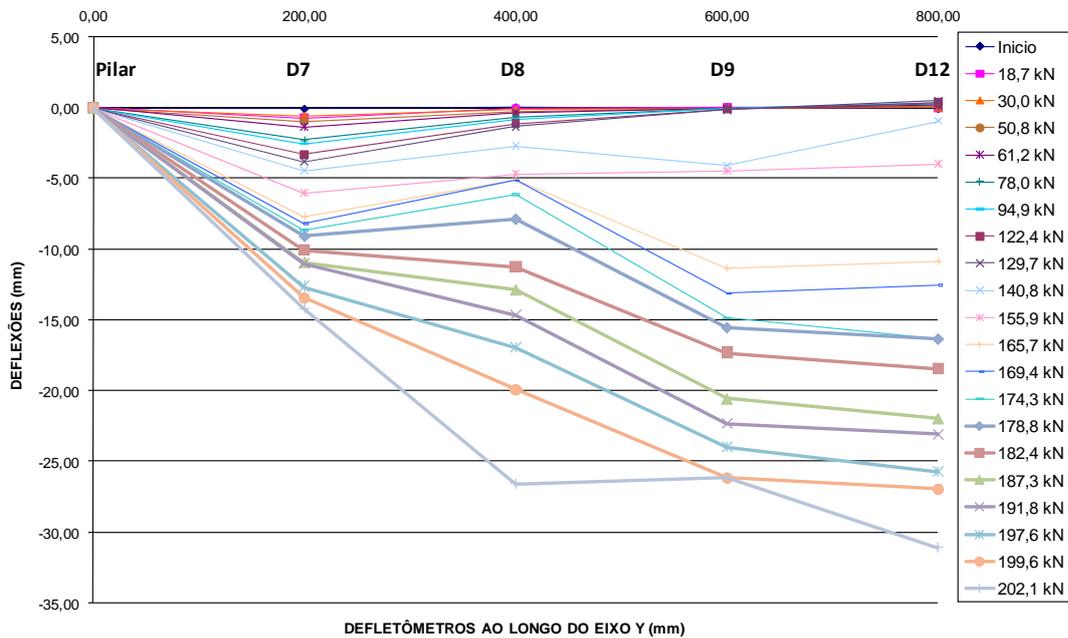


Figura 4.96 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L07.

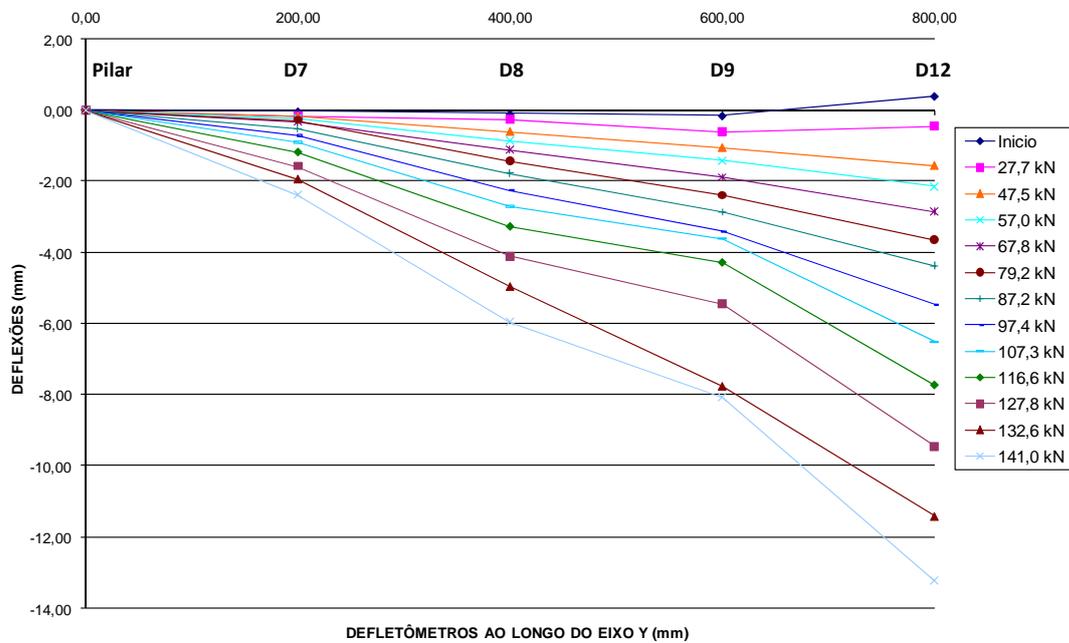


Figura 4.97 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L08.

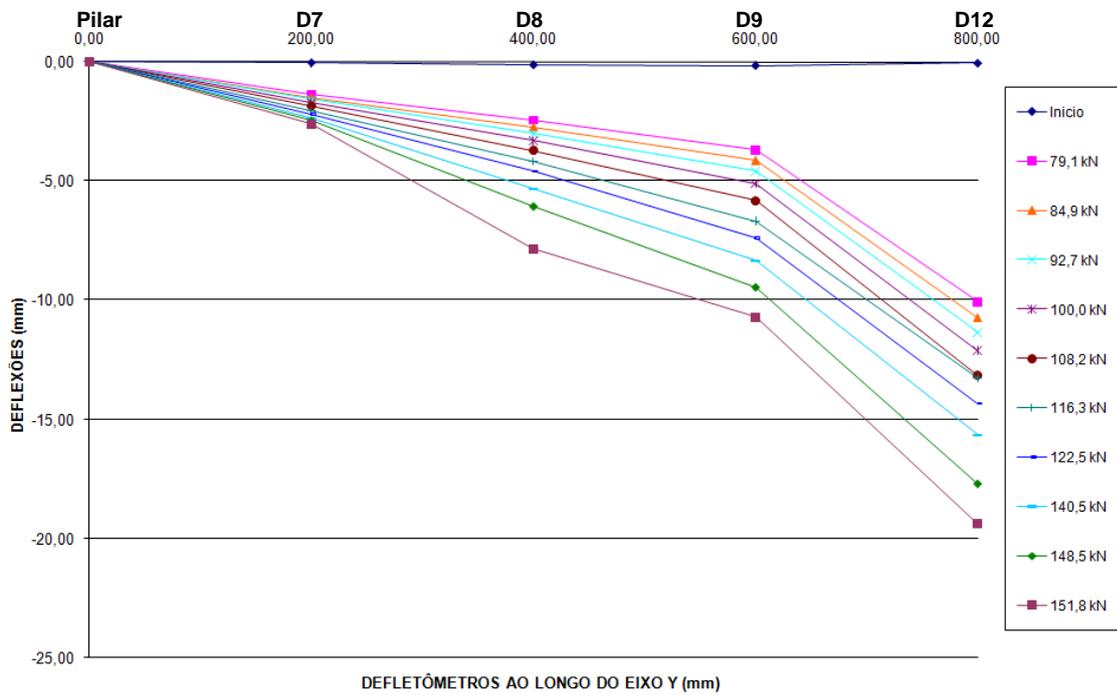


Figura 4.98 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L09.

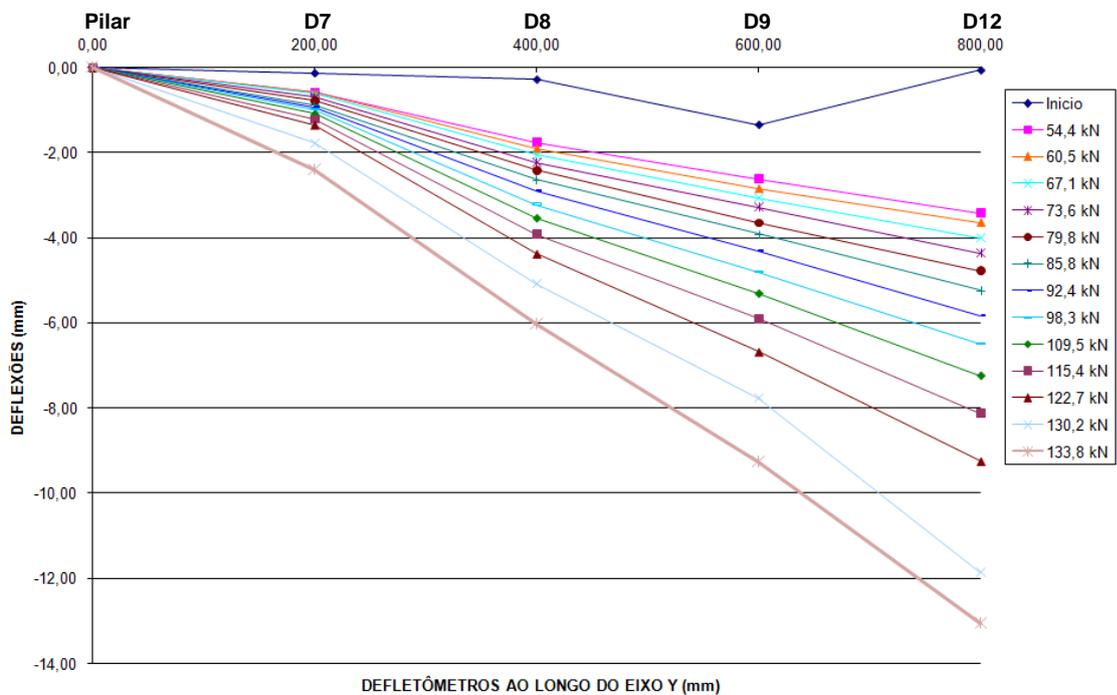


Figura 4.99 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L10.

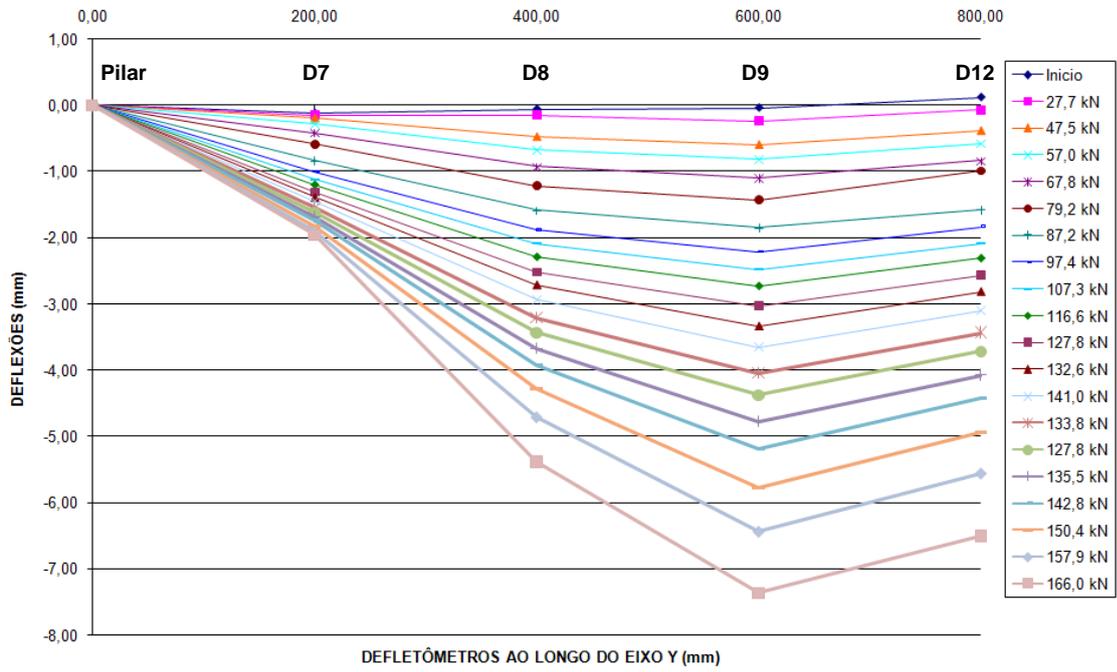


Figura 4.100 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L11.

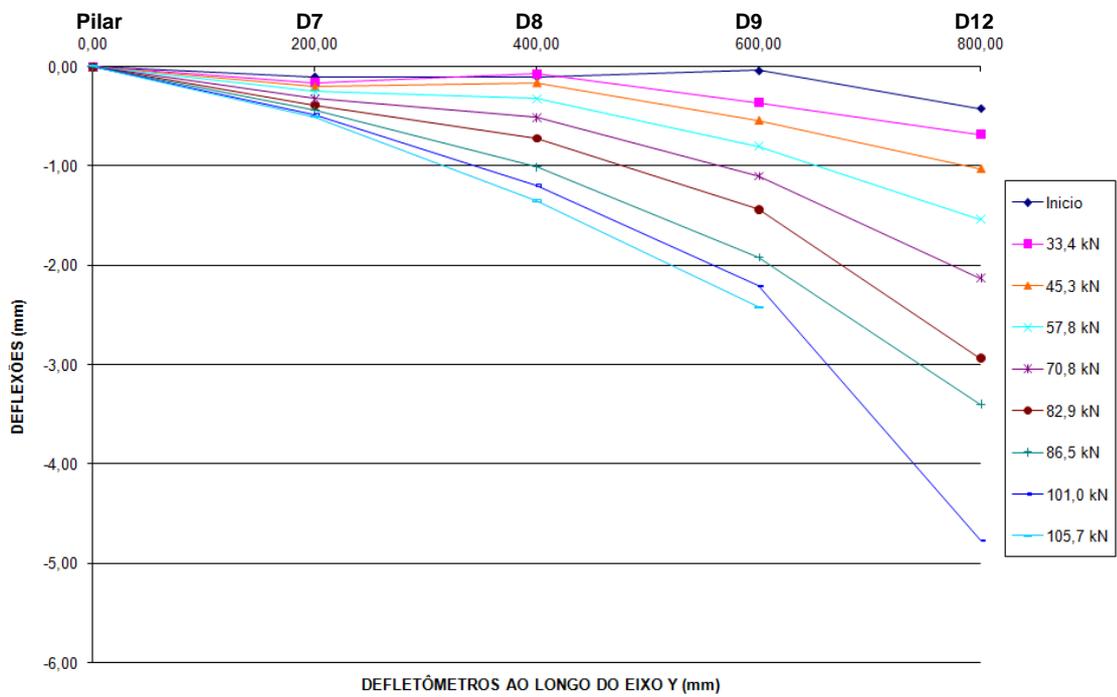


Figura 4.101 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L12.

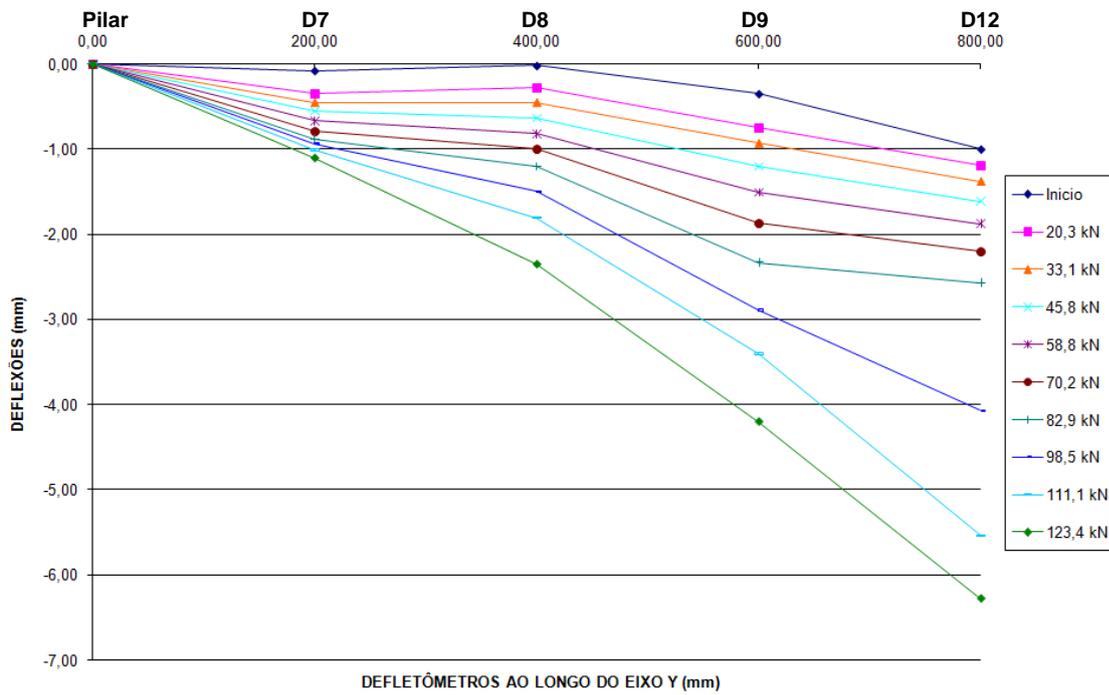


Figura 4.102 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L13.

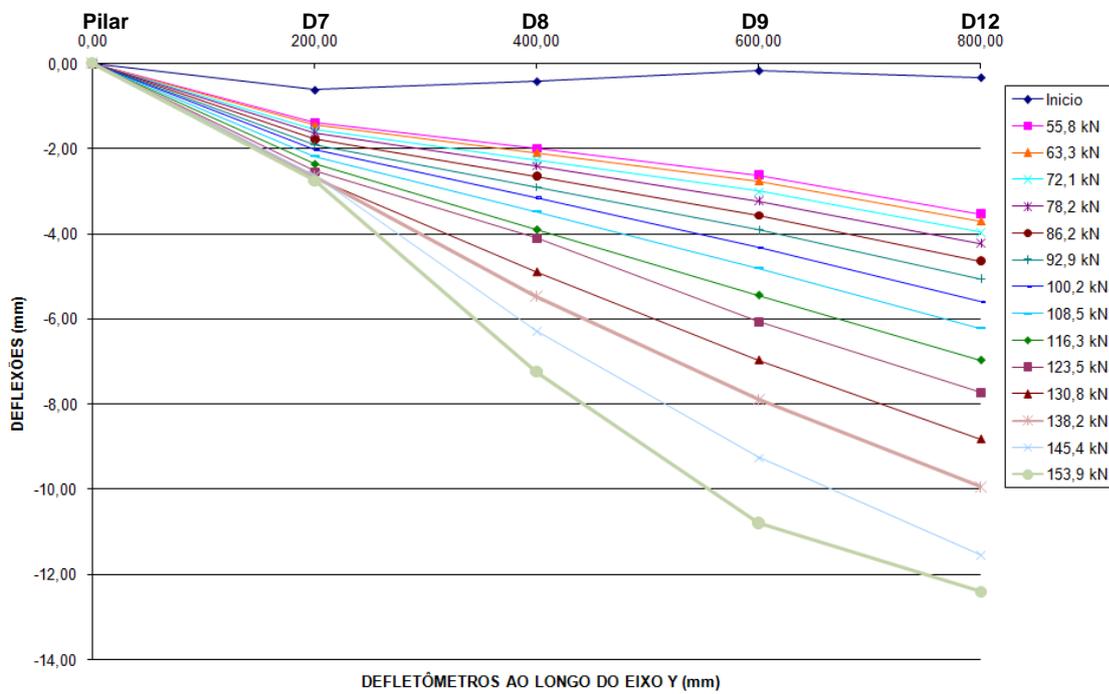


Figura 4.103 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L14.

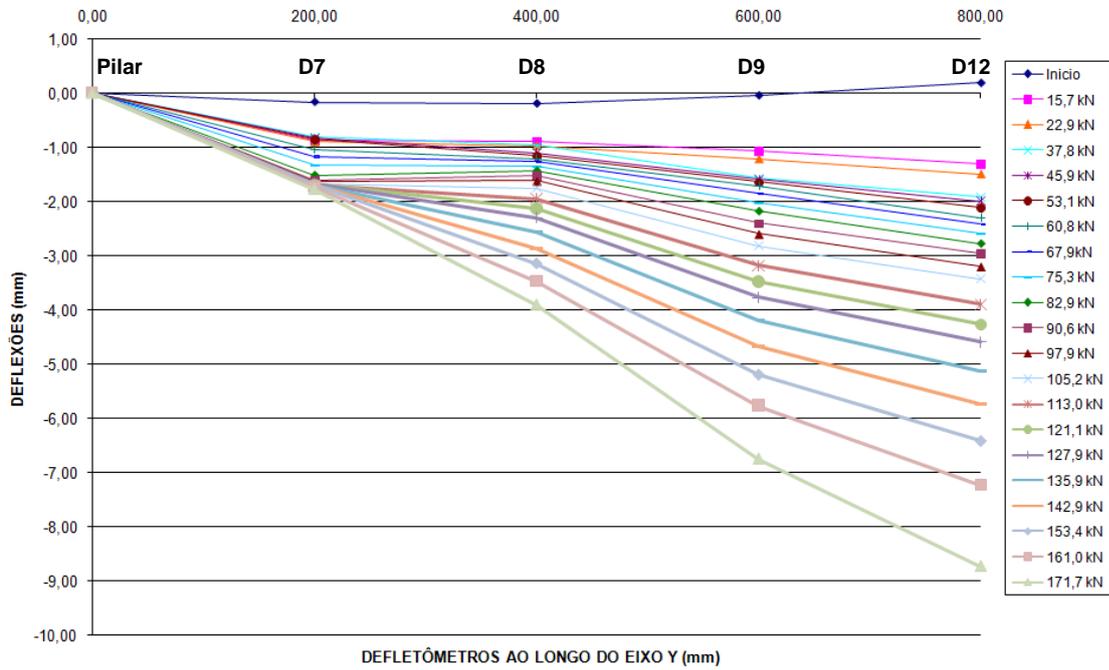


Figura 4.104 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L15.

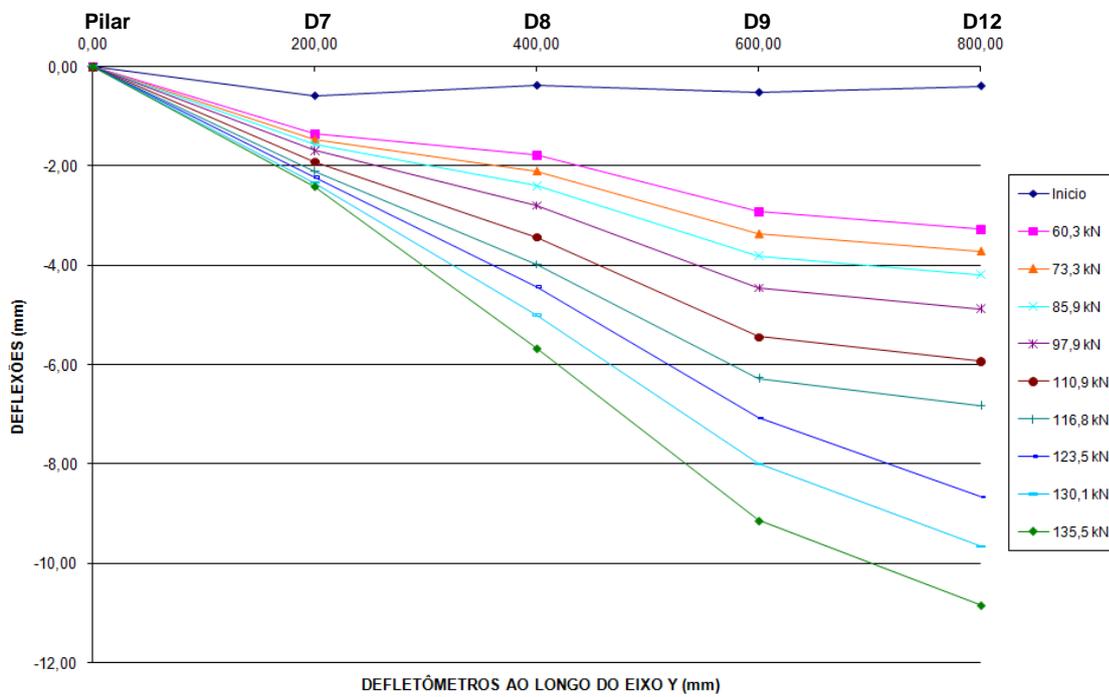


Figura 4.105 – Deslocamentos Verticais ao longo do eixo Y – Modelo L16.

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 4.76 e Figura 4.80 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.

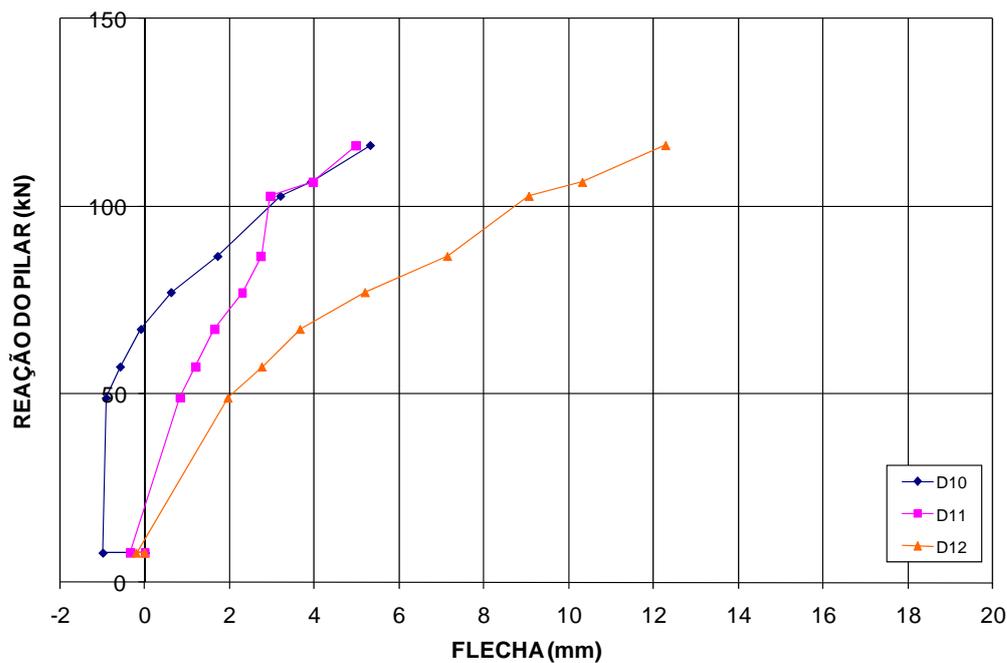


Figura 4.106 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L01.

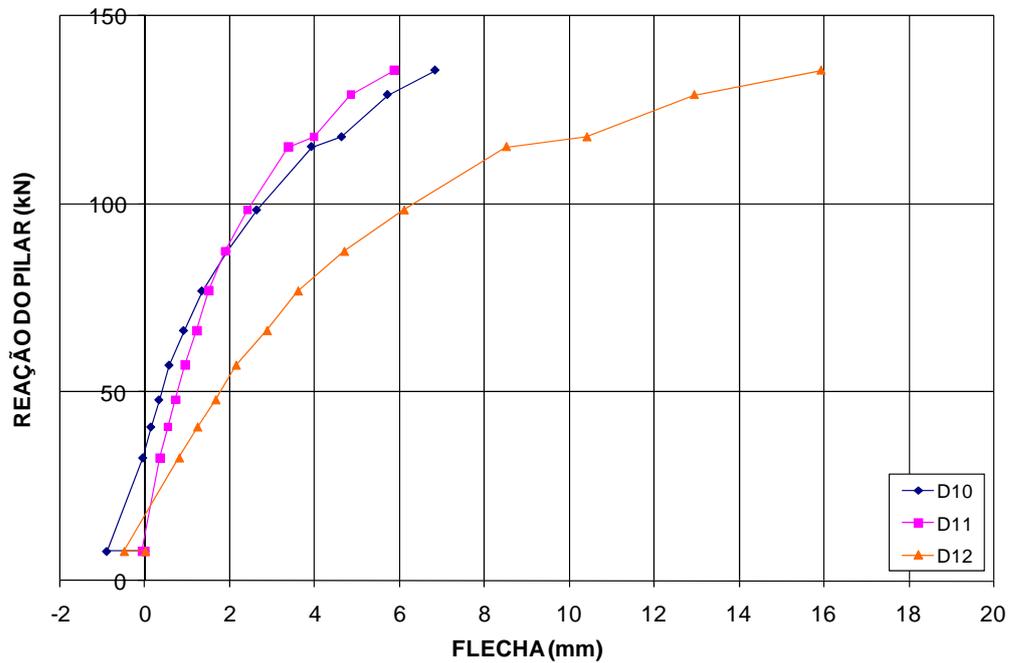


Figura 4.107 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L02.

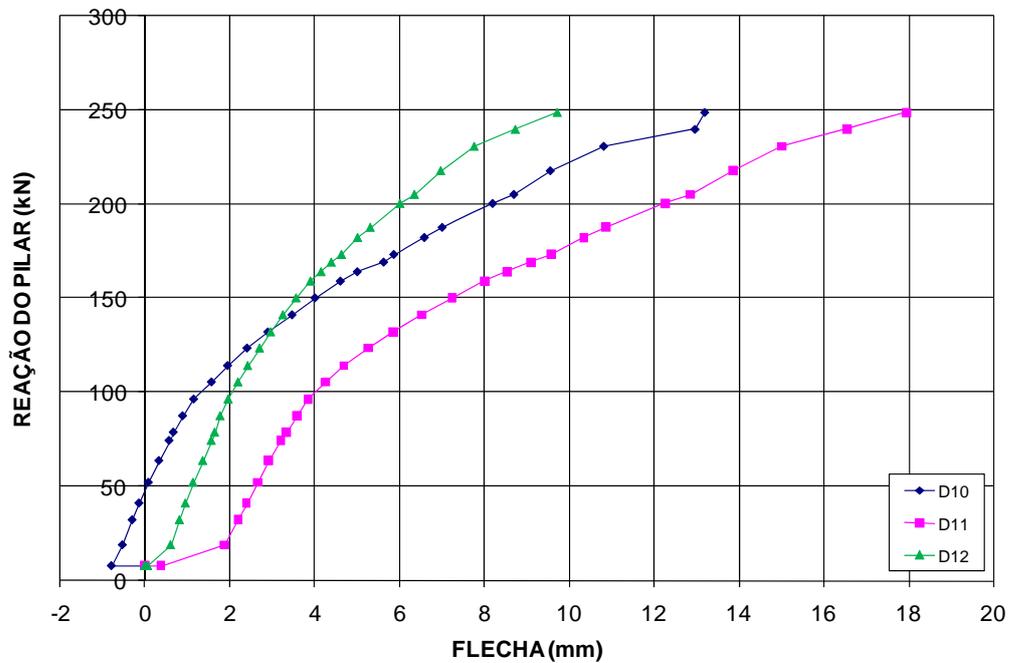


Figura 4.108 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L03.

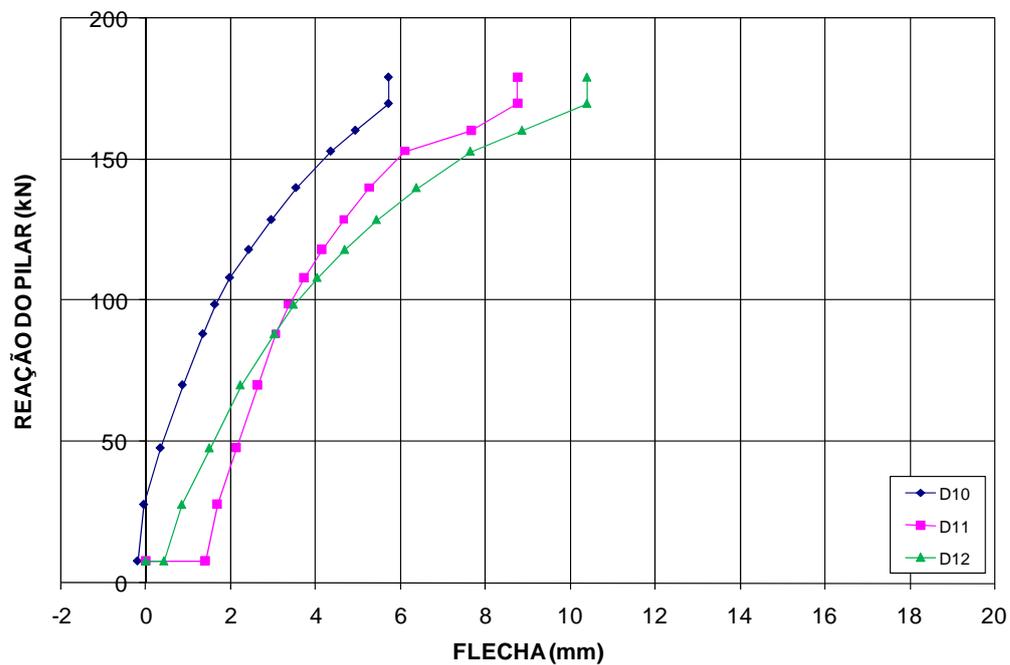


Figura 4.109 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L04.

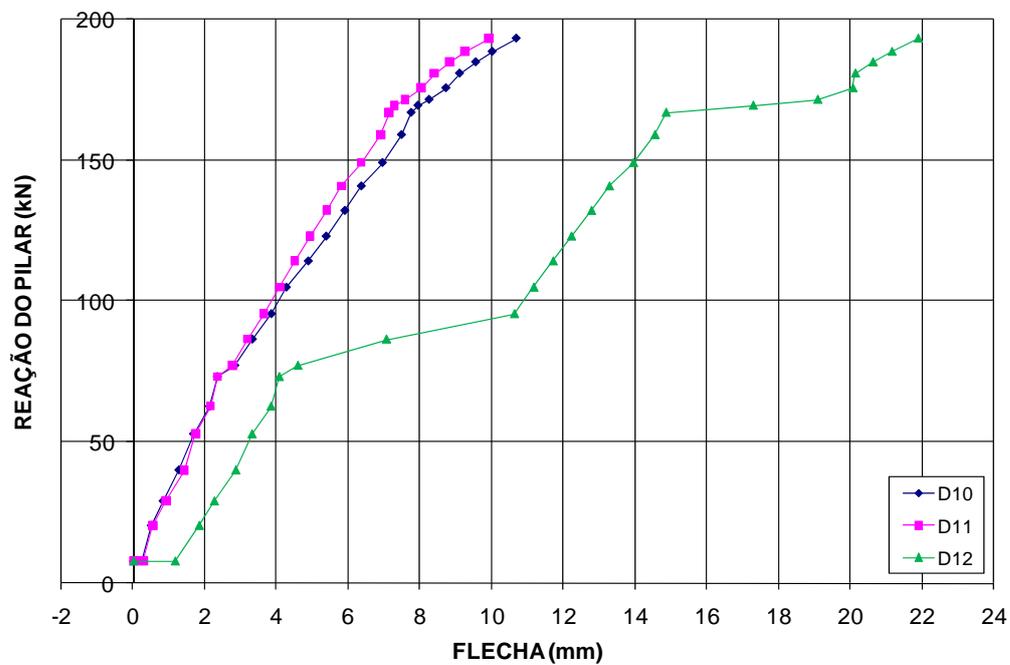


Figura 4.110 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L05.

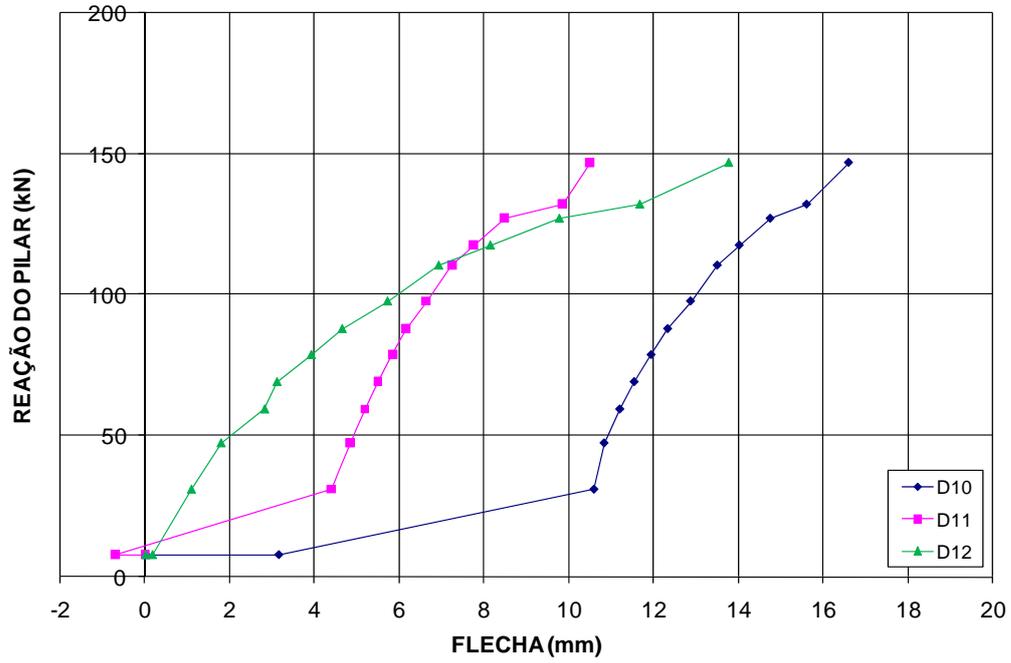


Figura 4.111 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L06.

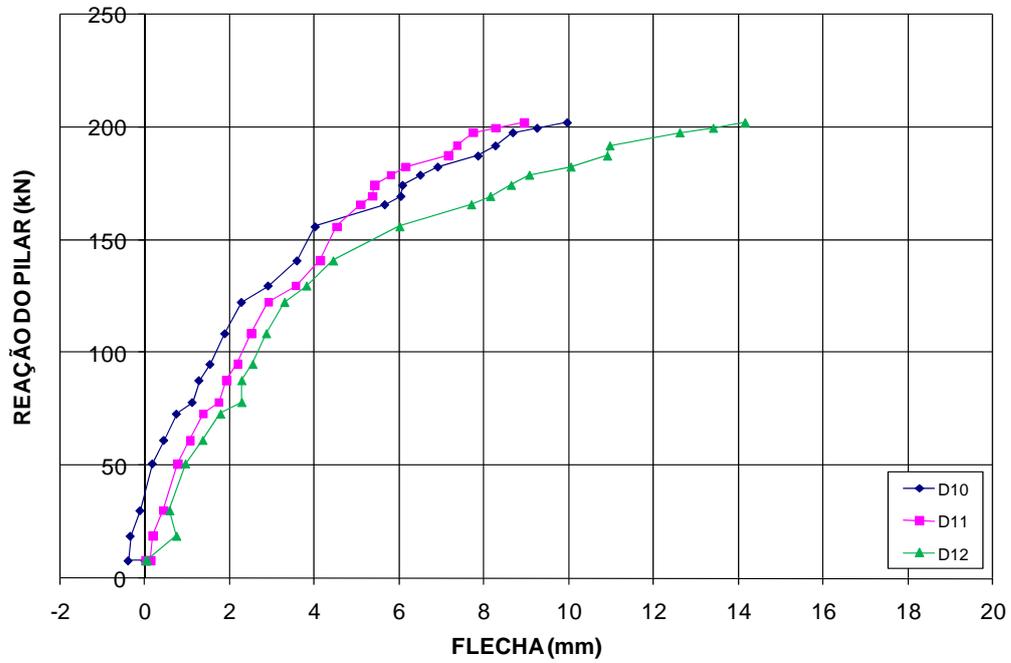


Figura 4.112 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L07.

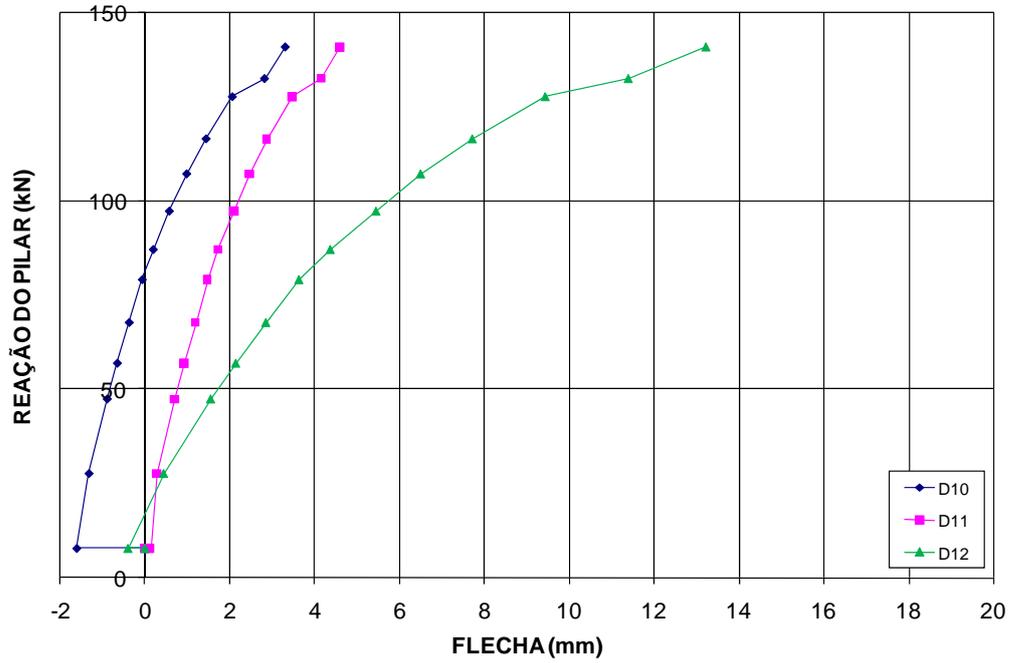


Figura 4.113 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L08.

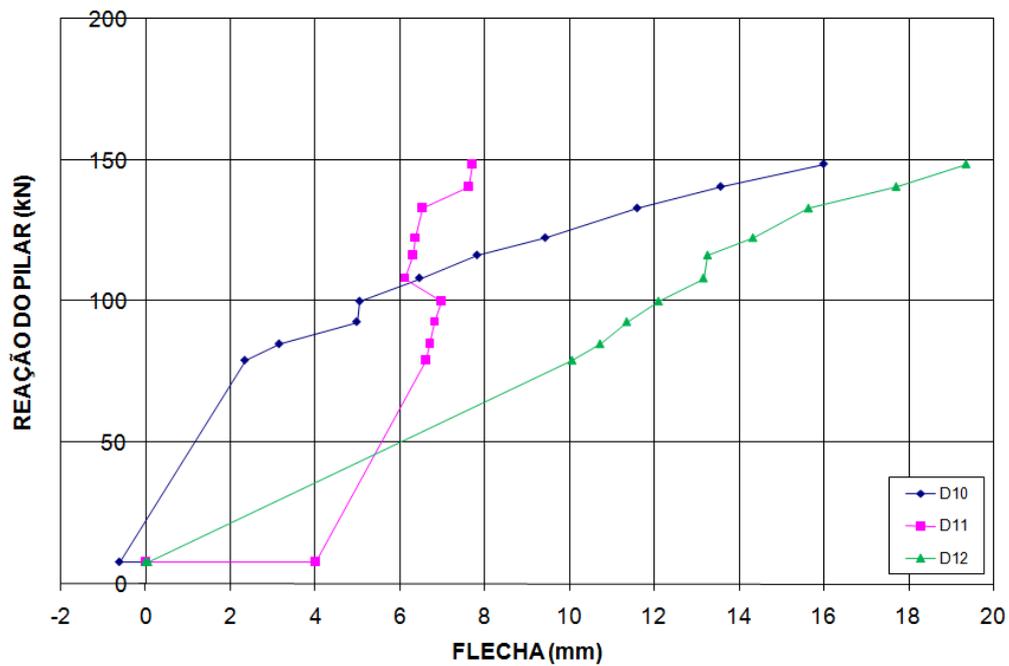


Figura 4.114 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L09.

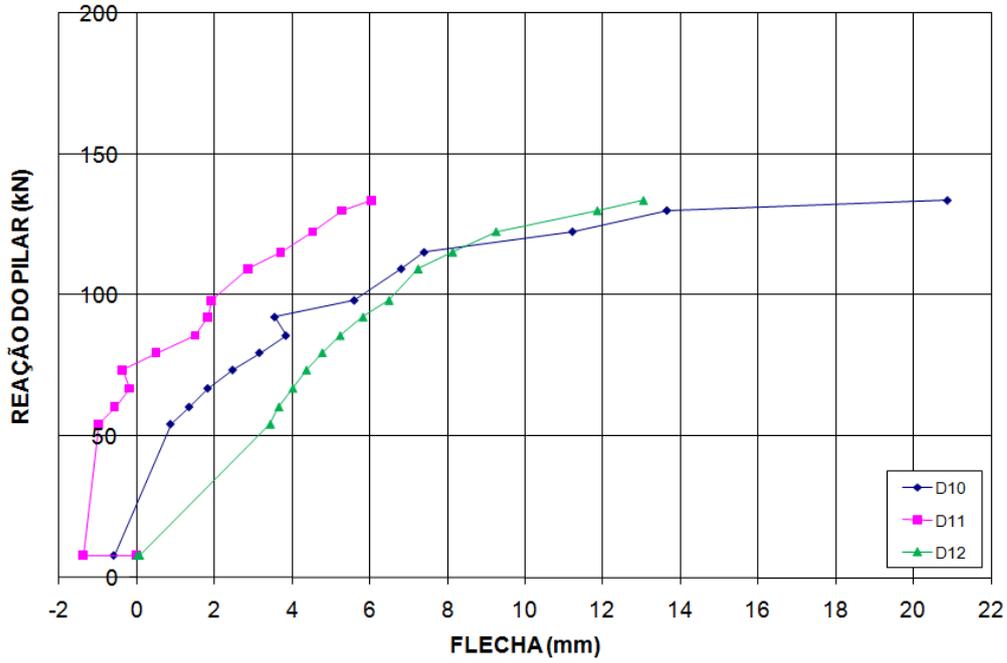


Figura 4.115 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L10.

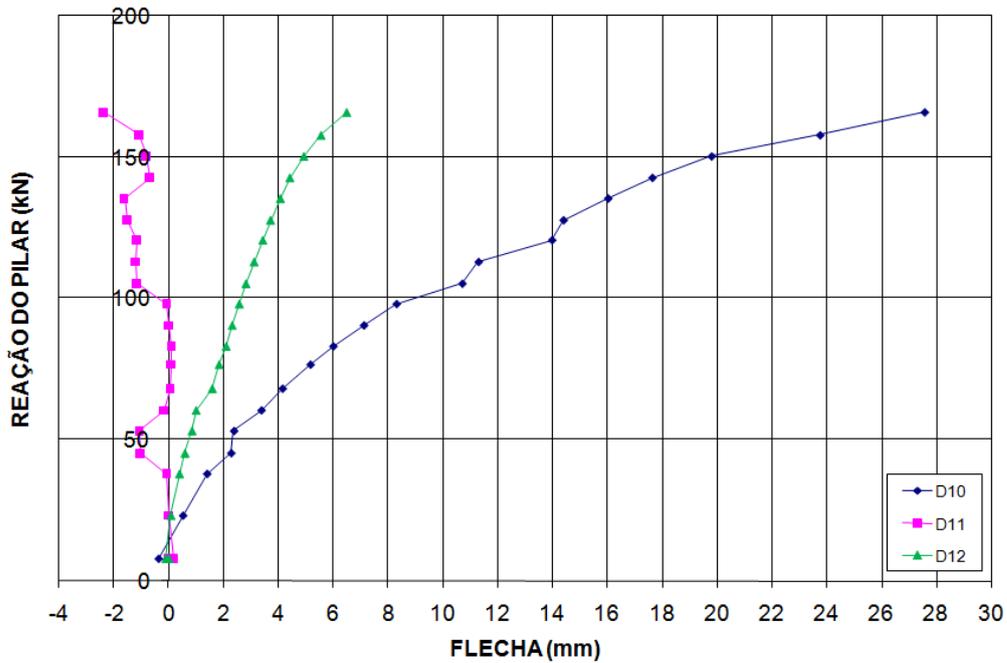


Figura 4.116 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L11.

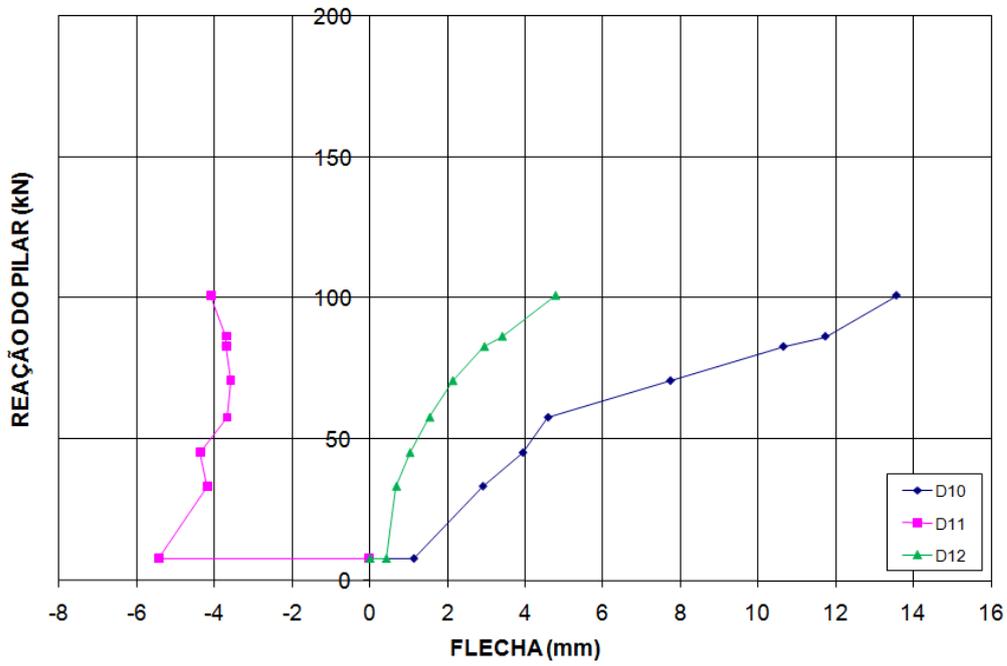


Figura 4.117 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L12.

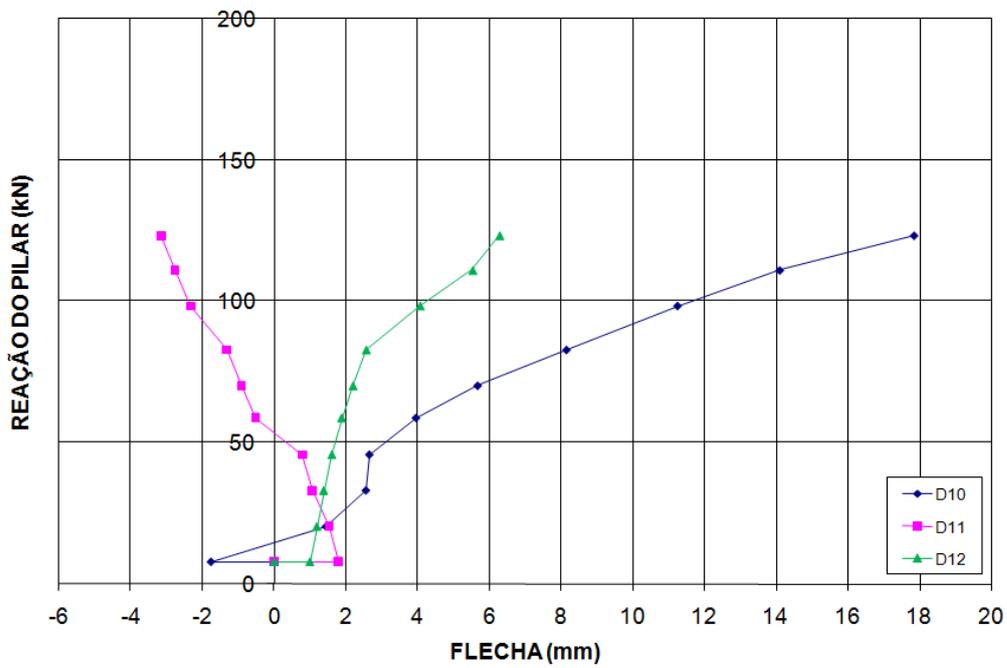


Figura 4.118 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L13.

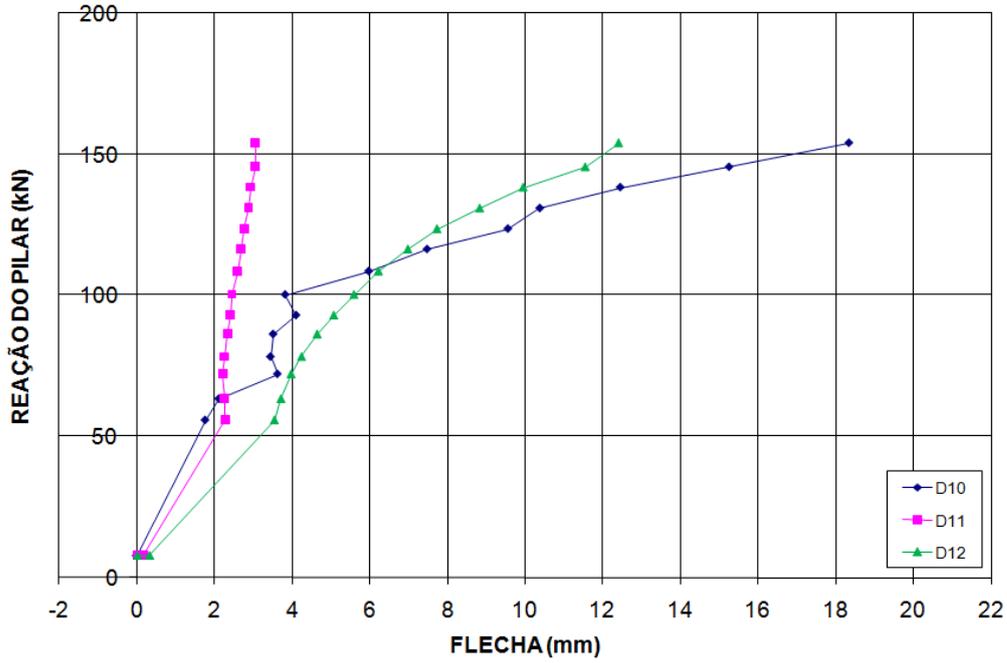


Figura 4.119 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L14.

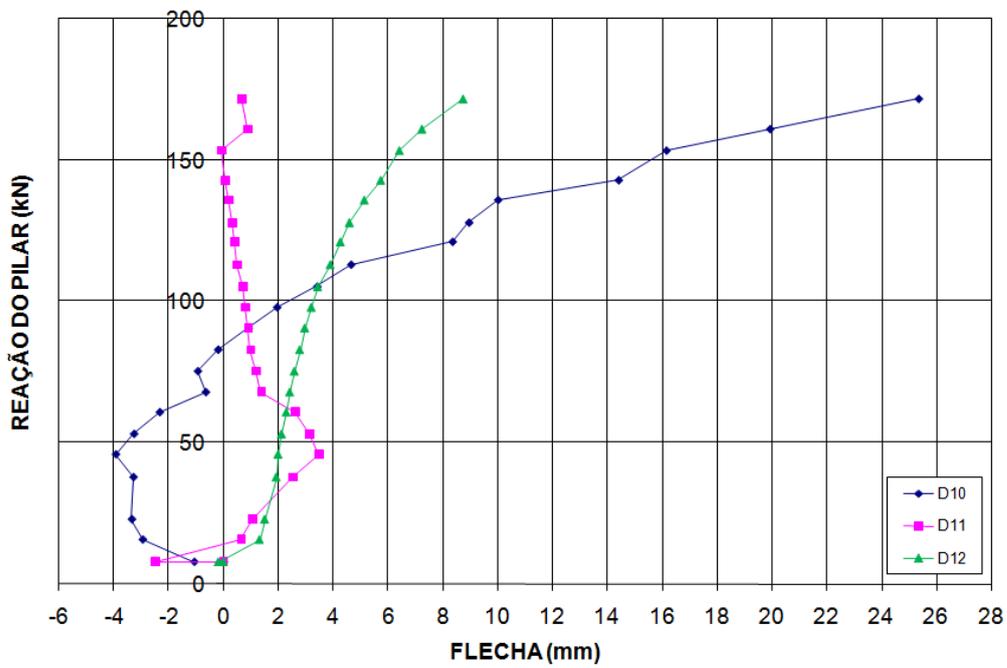


Figura 4.120 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L15.

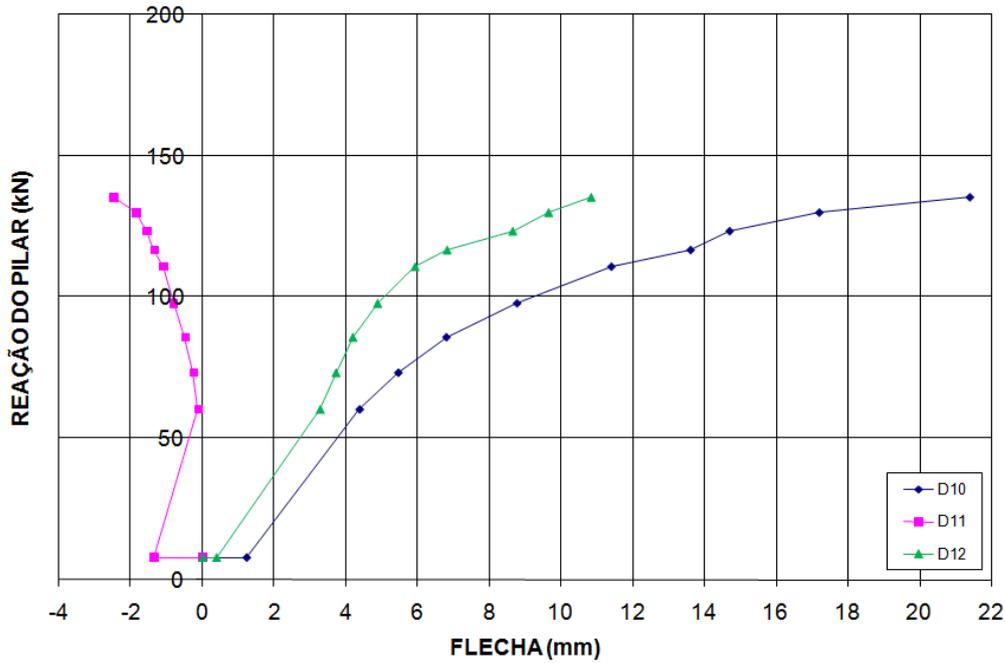


Figura 4.121 – Deslocamentos dos pontos de carga – Modelo L16.

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 nestes gráficos que na maioria dos modelos o deslocamento dos pontos de carga P1, monitorados pelo defletômetros D10 e D11, é menor em relação ao defletômetro D12, com exceção do modelo L03.

Da Figura 4.122 à Figura 4.124 são apresentadas comparações dos deslocamentos dos pontos de carga entre as lajes de todos os modelos.

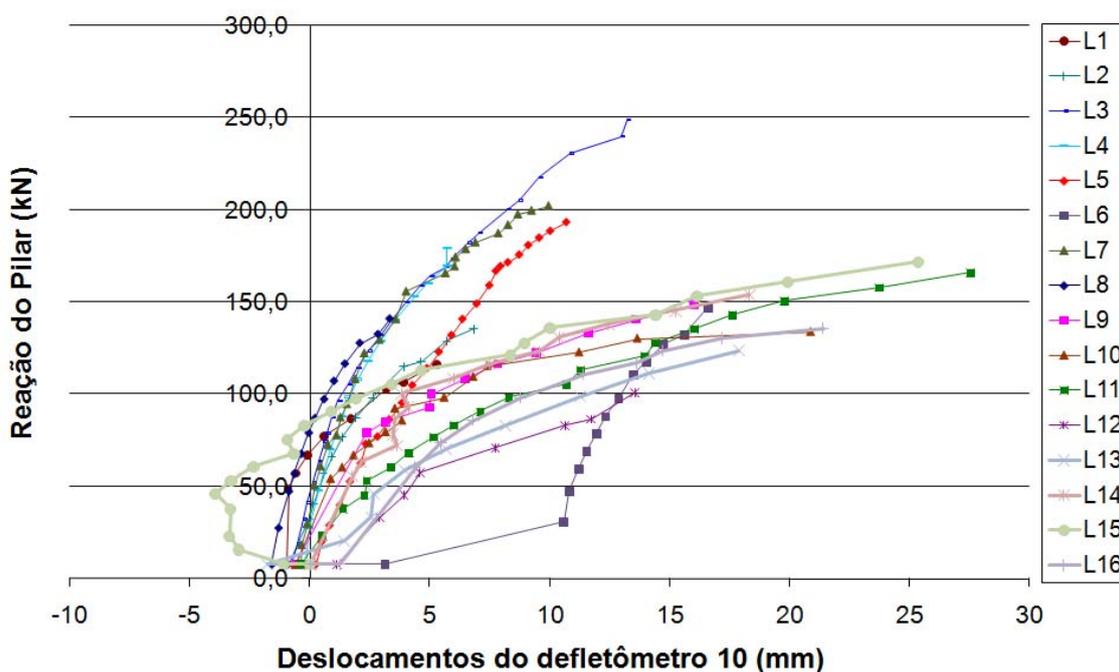


Figura 4.122 – Deslocamentos do defletômetro D10 para todos os modelos.

Nota-se que dos modelos integrantes da primeira série, os modelos L03, L05, L06 e L07 foram os que apresentam maiores deslocamentos para o defletômetro D10. Estes modelos, com exceção do modelo L06, receberam carregamento com relação $P1/P2$ igual a 4,0.

Entre os modelos da segunda série e também entre todos os modelos, o modelo L11, seguido de perto pelo modelo L15, que receberam carregamento apenas nos pontos P1, com relação $P1_D/P1_E = 2,0$, foi o que apresentou maior deslocamento para o defletômetro D10. Em seguida aparecem os modelos L10 e L16, que receberam carga no ponto $P2 = 40,0$ kN e tiveram $P1_D/P1_E = 4,0$.

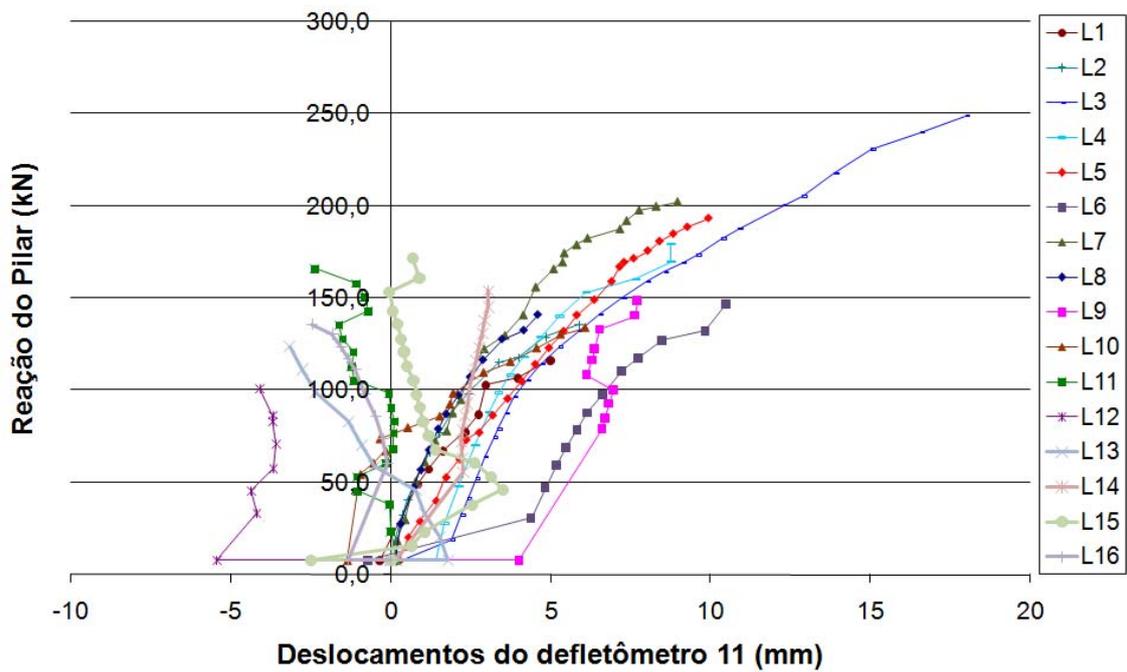


Figura 4.123 – Deslocamentos do defletômetro D11 para todos os modelos.

Repete-se neste gráfico a inversão no deslocamento vertical sofrida por alguns modelos no ponto monitorado pelo defletômetro D11, localizado no ponto P1_E, mostrada nos gráficos de perfis X. O modelo que apresentou maior deslocamento neste defletômetro foi o L3, que possuía pilar retangular (150 x 300 mm) e recebeu carregamento P1/P2 = 4,0.

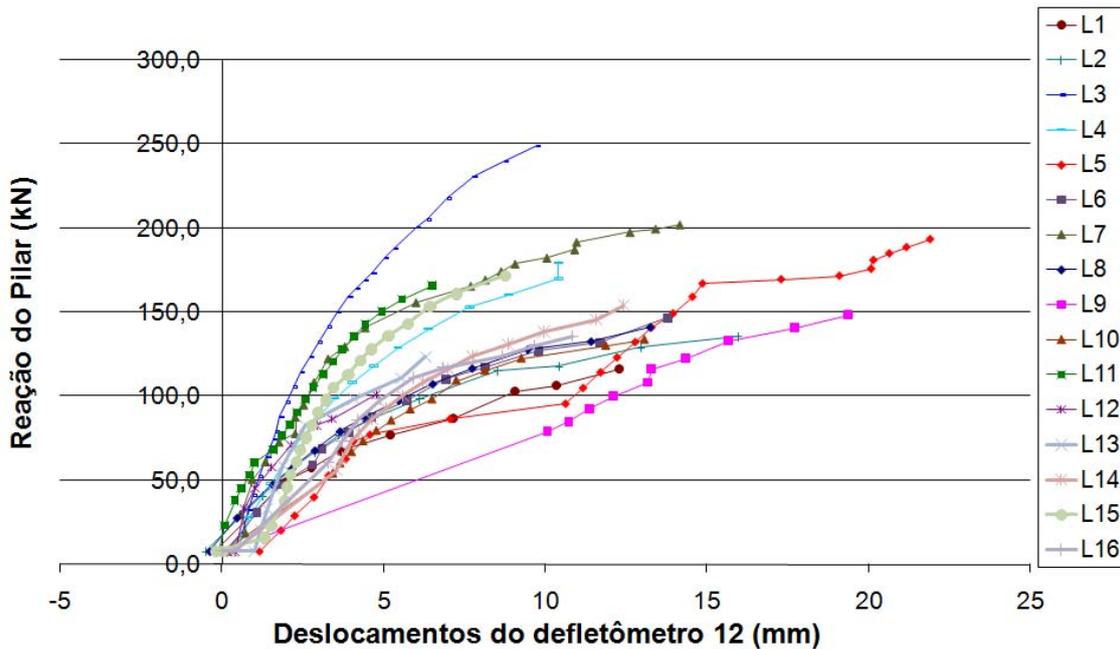


Figura 4.124 – Deslocamentos do defletômetro D12 para todos os modelos.

O gráfico anterior mostra que para o defletômetro D12 o modelo L05 apresentou os maiores deslocamentos medidos. 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. O segundo maior deslocamento medido aconteceu no modelo L09, que teve aplicada carga no ponto P2 e teve relação $P1_D/P1_E = 2,0$.

Será mostrado da Figura 4.125 à Figura 4.140 o padrão de fissuração e cone de ruptura de cada um dos modelos ensaiados, assim como as imagens das lajes após a extração de parte do quadrante direito, com exceção da laje do modelo L07, que teve retirado parte do seu quadrante esquerdo. As linhas tracejadas desenhadas sobre os cones de rupturas das lajes dos modelos indicam a provável projeção desses cones antes de realizar a extração dos quadrantes. As imagens que mostram as lajes dos modelos cortadas revelam a extensão dos cones de ruptura das lajes.

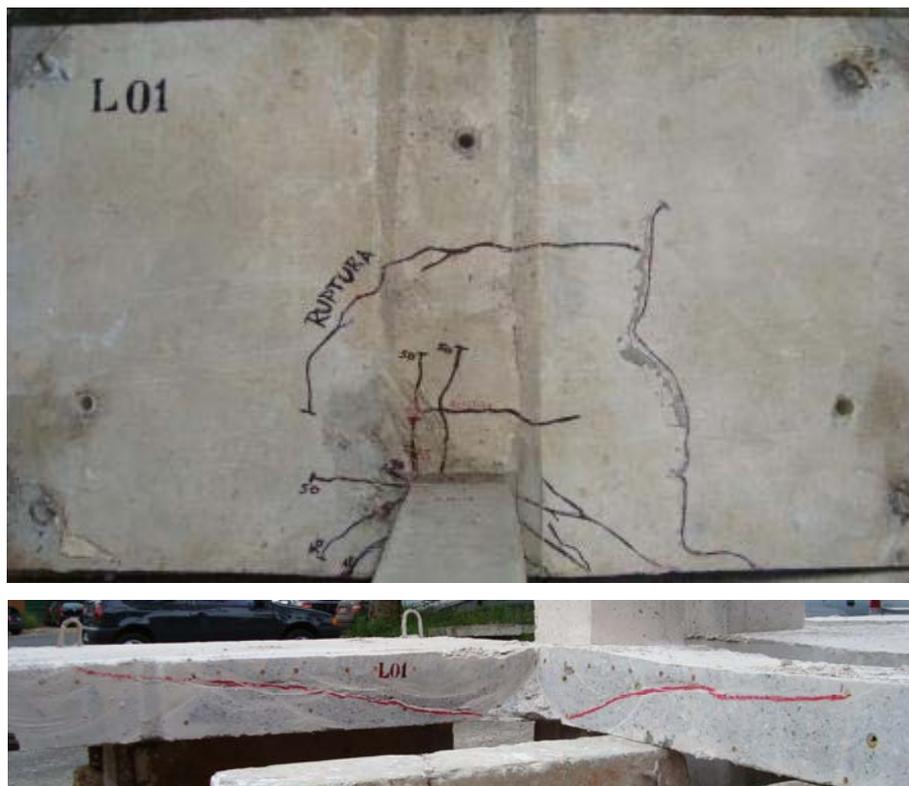


Figura 4.125 – Ruptura da laje do Modelo L01 – $P1/P2 = 0,5$.

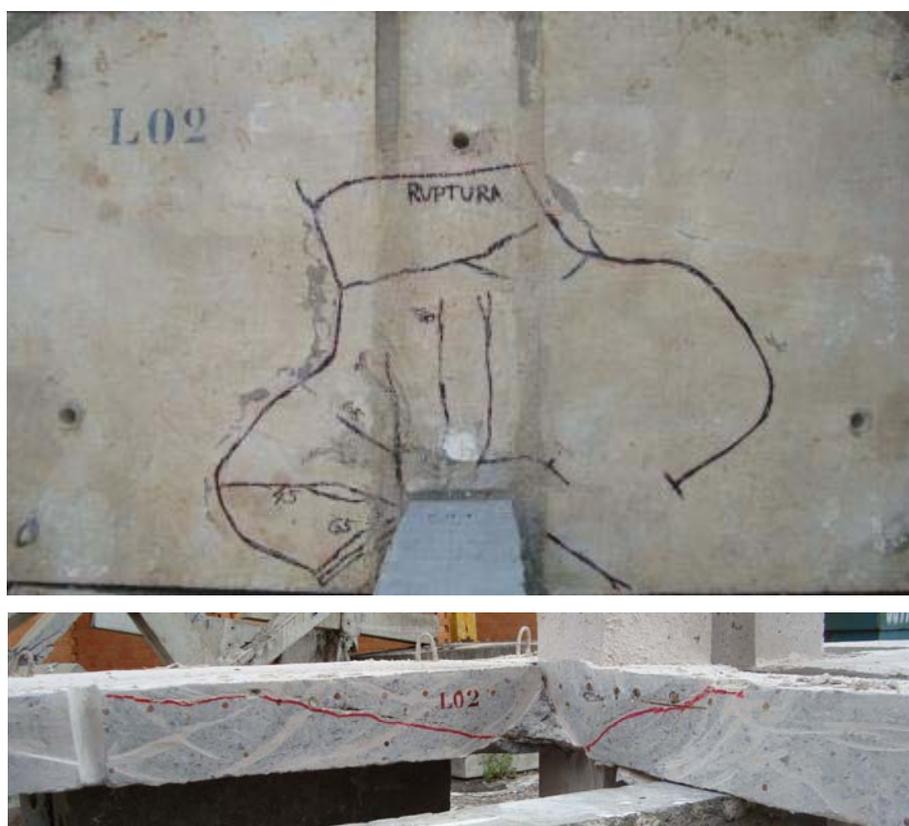


Figura 4.126 – Ruptura da laje do Modelo L02 – $P1/P2 = 0,5$.



Figura 4.127 – Ruptura da laje do Modelo L03 – $P1/P2 = 4,0$.



Figura 4.128 – Ruptura do da laje Modelo L04 – $P1/P2 = 0,5$.



Figura 4.129 – Ruptura da laje do Modelo L05 – $P1/P2 = 4,0$.

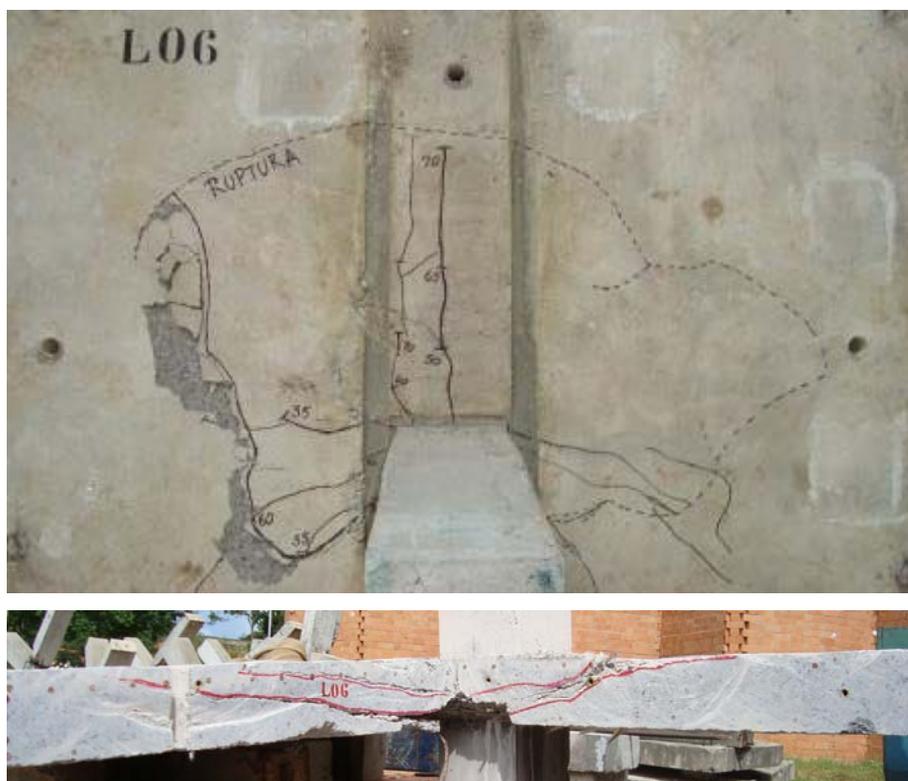


Figura 4.130 – Ruptura da laje do Modelo L06 – $P1/P2 = 0,5$.

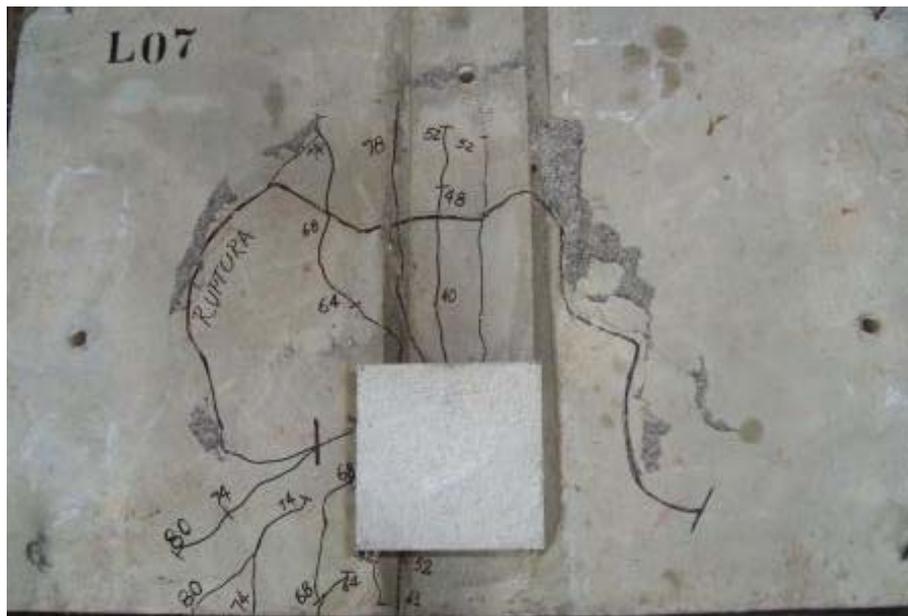


Figura 4.131 – Ruptura da laje do Modelo L07 – $P1/P2 = 4,0$.



Figura 4.132 – Ruptura da laje do Modelo L08 – $P1/P2 = 0,5$.

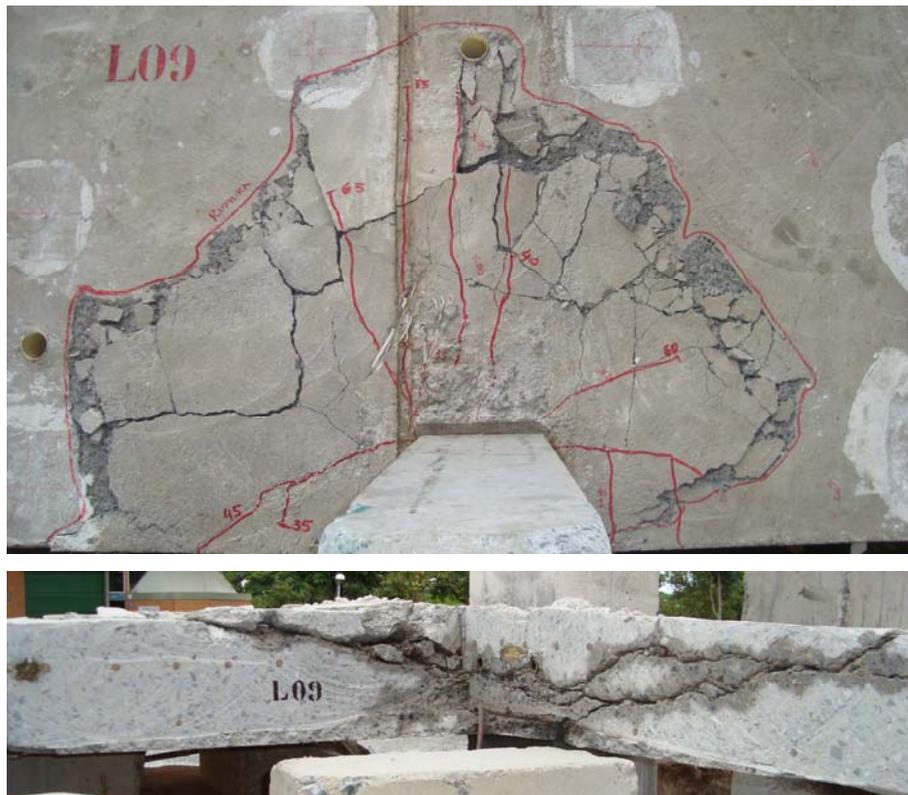


Figura 4.133 – Ruptura da laje do Modelo L09 – $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$; $P_2 = 40,0$ MPa.

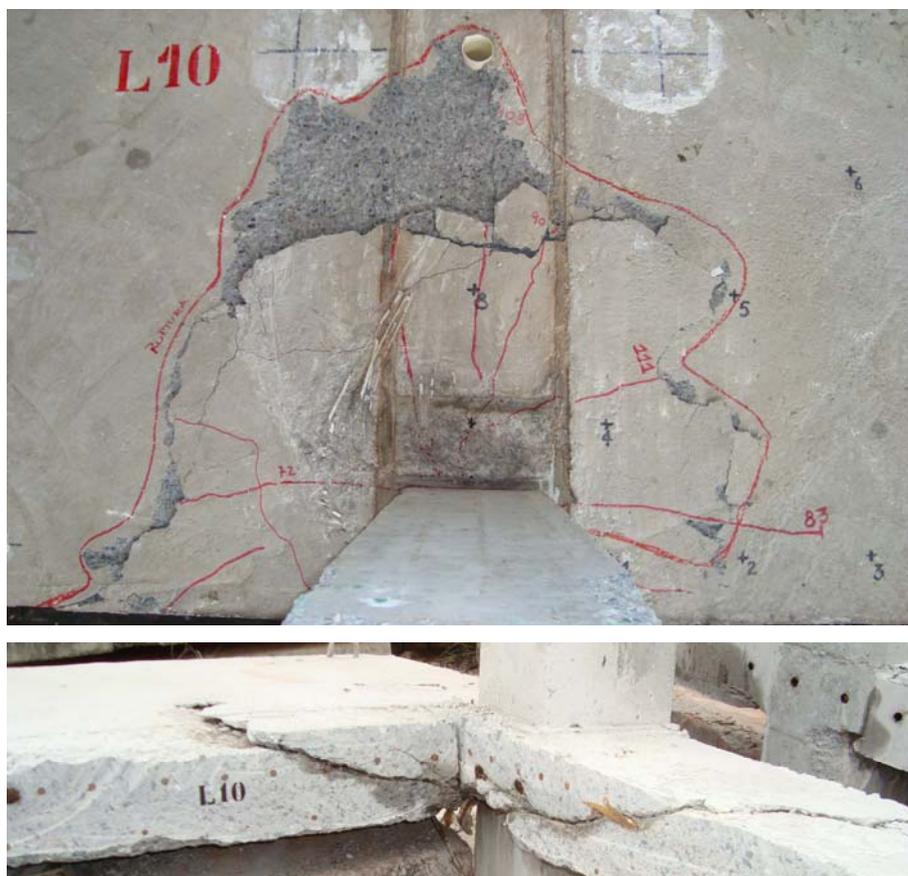


Figura 4.134 – Ruptura da laje do Modelo L10 – $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$; $P_2 = 40,0$ MPa.



Figura 4.135 – Ruptura da laje do Modelo L11 – $P1_D/P1_E = 2,0$; $P2 = 0,0$ MPa.

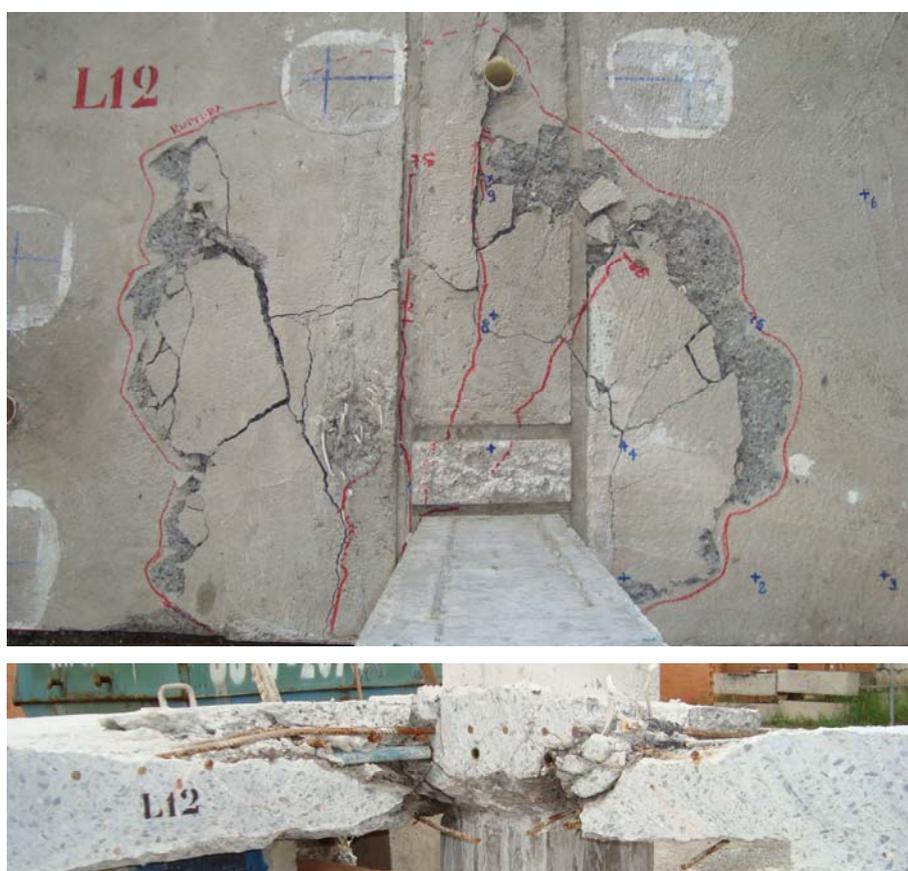


Figura 4.136 – Ruptura da laje do Modelo L12 – $P1_D/P1_E = 4,0$; $P2 = 0,0$ MPa.



Figura 4.137 – Ruptura da laje do Modelo L13 – $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$; $P_2 = 0,0$ MPa.



Figura 4.138 – Ruptura da laje do Modelo L14 – $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$; $P_2 = 40,0$ MPa.

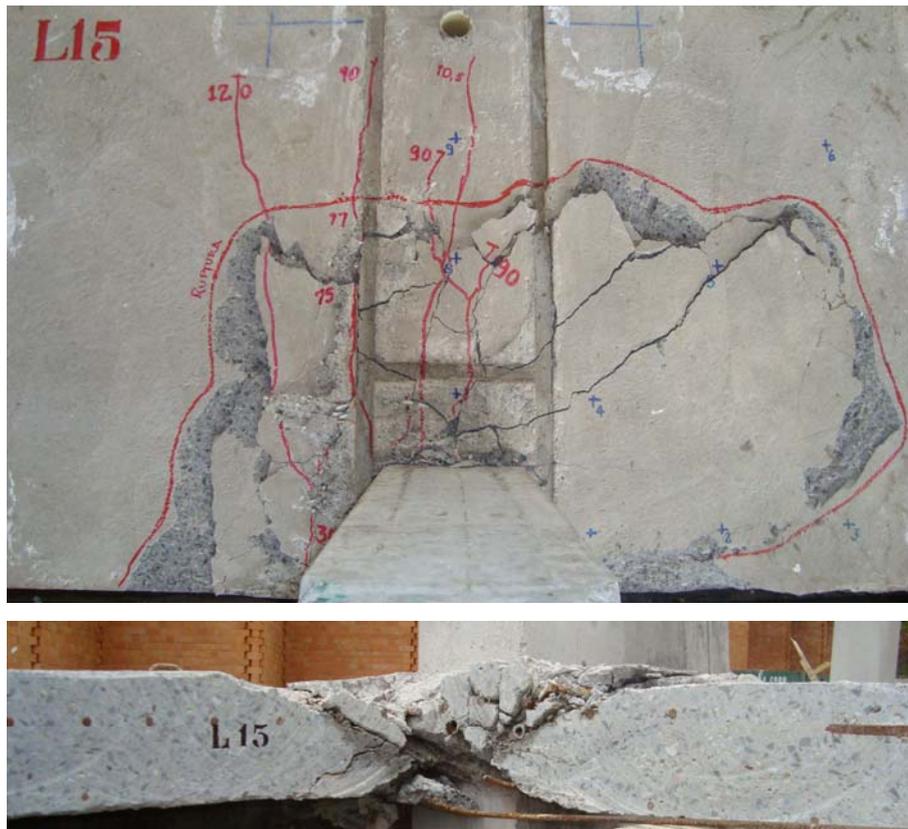


Figura 4.139 – Ruptura da laje do Modelo L15 – $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$; $P_2 = 0,0$ MPa.

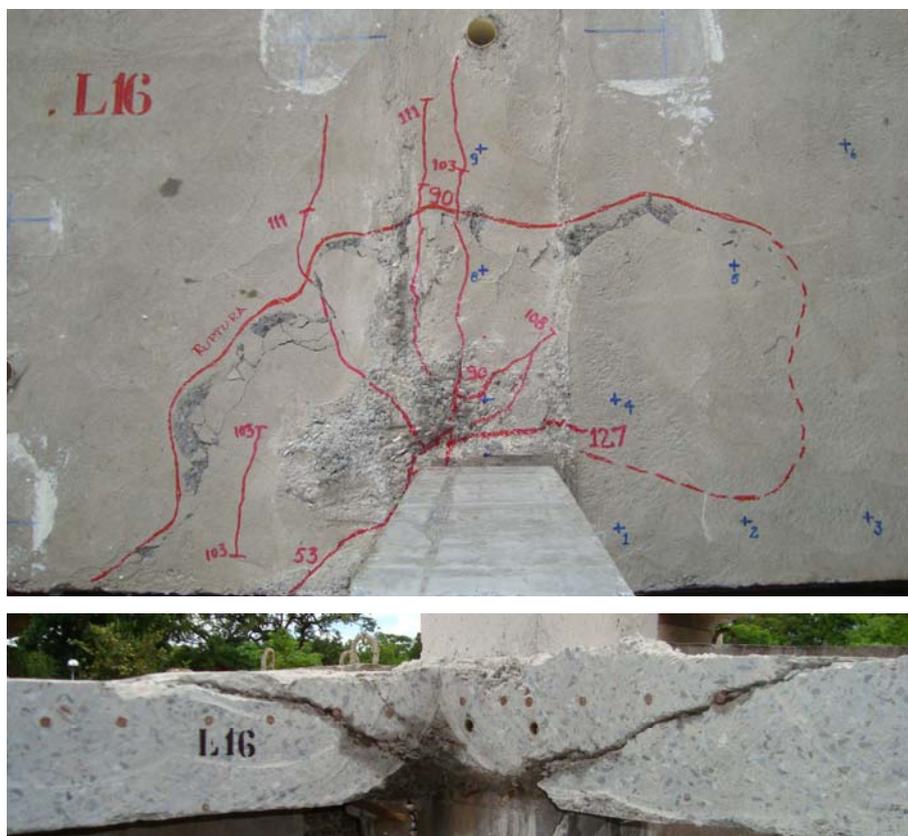


Figura 4.140 – Ruptura da laje do Modelo L16 – $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$; $P_2 = 40,0$ MPa.

Observando estas imagens é possível ver que a extensão do cone de ruptura foi bastante influenciada pelo carregamento aplicado nas lajes e pela distribuição dos cabos de protensão perpendiculares à borda nas lajes dos modelos componentes da primeira série de ensaios. Percebe-se que o cone de ruptura teve menor ângulo de formação na direção perpendicular à borda quando a relação de carga foi $P1/P2 = 0,5$. Na direção paralela à borda, o cone foi bastante influenciado pelos cabos de protensão, passando ligeiramente abaixo do cabo CP2 e seguindo em direção à superfície no caso dos modelos onde estes cabos foram mais espaçados e nos modelos onde o espaçamento entre estes cabos foi menor o cone teve ângulo de formação maior, porém sua direção de desenvolvimento ficou mais distante do cabo CP2.

Nos modelos componentes da segunda série o carregamento que provocou maior desagregação do concreto na região da ligação foi $P1_D/P1_E = 4,0$ sem a aplicação da carga P2 seguido do carregamento $P1_D/P1_E = 2,0$ com $P2 = 40$ kN. O carregamento $P1_D/P1_E = 2,0$ com $P2 = 0,0$ kN também provocou bastante desagregação do concreto da ligação, porém este efeito foi bastante restrito à ligação entre a laje e o pilar.

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 entre suas cargas de ruptura e as prescrições das normas NBR 6118:2003, ACI 318M-02 e EUROCODE 2:2001, analisando 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 seis 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 L02, L03 com L04 e L02 com 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 $P1/P2$. Entre os modelos L02 e L04 a variável é a relação C_1/d e a disposição dos cabos de protensão. Grupo 2 – Com *Overhang*: onde serão comparados os modelos L05 com L06 e L07 com 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 L07 e L06 com L08, tendo 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. Grupo 4 – Com Carga $P2 = 40,0$ kN: os modelos deste grupo possuem as mesmas propriedades geométricas e receberam carregamento no ponto de carga $P2$, a variável entre eles foi, aos pares a relação de carga $P1_E/P1_D$, que foi igual a 2,0 para os modelos L09 e L14 e igual a 4,0 para os modelos L10 e L16. Grupo 5 – Sem Carga $P2$: os modelos deste grupo também possuem as mesmas propriedades geométricas entre si e entre os modelos do Grupo 4 e não receberam carregamento no ponto de carga $P2$, a variável entre eles foi, aos pares a relação de carga $P1_E/P1_D$, que foi igual a 2,0 para os modelos L11 e L15 e igual a 4,0 para os modelos L12 e L13. O Grupo 6 – Aplicação da Carga $P2$: agrupa todas as lajes da segunda série de ensaios (L09 a L16) e se destina a investigar a influência da carga $P2$ no comportamento e carga de ruptura das lajes dos modelos. Neste grupo serão avaliadas

também as instrumentações adicionais nos pilares e barras das armaduras passivas dos modelos L13 à L16. 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>
Grupo 4	L09, L10, L14 e L16	Carga P2 = 40 kN e Disposição dos cabos	Relação P _{1D} /P _{1E}
Grupo 5	L11, L12, L13 e L15	Ausência de carga P2 e Disposição dos cabos	Relação P _{1D} /P _{1E}
Grupo 6	L09 à L16	Relação P _{1D} /P _{1E} Disposição dos cabos	Presença ou ausência de carga P2 = 40 kN

Para uma melhor análise do comportamento de cada modelo a Figura 5.1 apresenta um resumo das características de todos os modelos ensaiados.

L1 – P1/P2 = 0,5	L2 – P1/P2 = 0,5	L3 – P1/P2 = 4,0	L4 – P1/P2 = 0,5
L5 – P1/P2 = 4,0	L6 – P1/P2 = 0,5	L7 – P1/P2 = 4,0	L8 – P1/P2 = 0,5
L09 – P1 _D /P1 _E = 2,0 P2 = 40,0 kN	L10 – P1 _D /P1 _E = 4,0 P2 = 40,0 kN	L11 – P1 _D /P1 _E = 2,0 P2 = 0,0 kN	L12 – P1 _D /P1 _E = 4,0 P2 = 0,0 kN
L13 – P1 _D /P1 _E = 4,0 P2 = 0,0 kN	L14 – P1 _D /P1 _E = 2,0 P2 = 40,0 kN	L15 – P1 _D /P1 _E = 2,0 P2 = 0,0 kN	L16 – P1 _D /P1 _E = 4,0 P2 = 40,0 kN

Figura 5.1– Resumo das características dos modelos.

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 na direção perpendicular à borda da ligação para todos os modelos foram considerados apenas os quatro cabos 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, em maior parte, pela 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 menores do que as deformações ocorridas no modelo L01, sendo 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

provoca 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 em esforço de tração na região desses extensômetros. 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 provoca 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 corrobora com o argumento anterior da influência do efeito de torção 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 deslocamentos semelhantes para esta direção, 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 ligeiramente 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 deflexão pouco maior na direção Y do modelo L02 é um 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, pode-se afirmar 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 arestas internas do pilar, essas últimas foram em direção à borda da ligação sob um ângulo aproximado de 45°, que junto com fissuras que apareceram inclinadas na face da borda da ligação podem ser identificadas como fissuras de torção. 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 5.2 – Fissuras na face da borda da ligação dos modelos L01 e L02.

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 fissura do perímetro não alcançou a borda da ligação. O modelo L02 teve um cone de ruptura 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 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 e 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. 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 5.3 – 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 e, 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 gerado 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, viu-se 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 arestas internas do pilar, porém, essas se desenvolveram em direção à borda da ligação. As fissuras observadas no modelo L04 foram radiais e 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 arestas internas do pilar em direção à borda da ligação com ângulos superiores a 60° .

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 também alcançou à borda da ligação, sendo o cone delimitado por fissuras oriundas da face e arestas internas do pilar, que

se desenvolviam em direção à borda sob ângulos superiores a 60°; essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e pelo fato de as fissuras oriundas da face e arestas internas do pilar penalizarem a rigidez da ligação laje/pilar. O modelo L03 apresentou características de uma laje de comportamento mais 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 pode-se 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 indício 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, viu-se 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 pode-se analisar a influência da relação C_1/d no padrão de fissuração de ambos. O modelo L04 apresentou fissuras diagonais com origem na face e arestas internas do pilar que alcançaram a borda da ligação sob ângulos mais abertos que os observados no modelo L02. A intensidade maior deste tipo de fissura, característica de esforços de torção presentes na borda da ligação, no modelo L02 pode estar relacionada à menor relação C_1/d que este possui em comparação com o 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, e pela distribuição dos esforços de torção na ligação. 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, a linha do perímetro também alcançou a borda da ligação, sendo o cone delimitado pelas fissuras oriundas na face e arestas internas do pilar; essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e pelo fato de as fissuras oriundas na face e arestas internas do pilar penalizarem 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, viu-se 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 de uma maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e arestas internas do pilar se desenvolvendo inclinadas com ângulos menores que 45° 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 arestas internas do pilar em direção à borda da ligação com ângulo maior que 60° .

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*, se projetando onde seria o perímetro crítico completo; essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com as maiores cargas em P1. 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, podendo-se dizer que este se localizou onde se projetaria o perímetro crítico completo. 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 pode-se dizer que o comportamento distinto deles 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, viu-se 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 de uma maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e arestas internas do pilar em direção à borda da ligação sob um ângulo aproximado de 45° , essas também em grande proporção. O padrão de fissuração observado no modelo L08 foi de poucas fissuras na direção perpendicular à borda da ligação e fissuração com origem na face e arestas internas do pilar em direção à borda da ligação sob um ângulo superior a 60° .

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 desta borda. 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 na face e arestas internas do pilar, essa forma é justificada pelo carregamento aplicado com a maior carga em P2 e pelo fato de essas fissuras oriundas na face e quinas internas do pilar penalizarem 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, viu-se 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 de maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e arestas internas do pilar em direção à borda da ligação, essas em menor proporção. O padrão de fissuração observado no modelo L07 foi de maior fissuração na direção perpendicular à borda da ligação e fissuras com origem na face e arestas internas do pilar em direção à borda da ligação, essas 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, com cone de ruptura se projetando onde seria o perímetro crítico completo; 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 em ambos os modelos foram influenciados pela disposição dos cabos, o que provocou no modelo L07 um cone de ruptura mais pronunciado na direção perpendicular à borda que o modelo L05, provavelmente por conta dos cabos na direção perpendicular à borda da ligação estarem mais espaçados no modelo L05. Quanto ao cone de ruptura pode-se 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, viu-se 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 arestas 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 arestas internas

do pilar em direção à borda da ligação. As fissurações de ambas foram descritas anteriormente.

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, se sobrepondo à projeção do perímetro crítico completo. 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, mas teve a mesma projeção que o do modelo L06. Ambos os modelos apresentaram características de uma laje com comportamento dúctil, mas analisando os tipos de ruptura observados nos ensaio pode-se 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 arestas 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 – Sem e com *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, viu-se 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 reforça-se 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 arestas internas do pilar em direção à borda da ligação; o modelo L01 ainda apresentou fissuras de torção inclinadas que surgiram 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 5.2 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 pela 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 os esforços de compressão na região inferior da ligação e influencia no padrão de fissuração e na forma do cone de ruptura.

5.1.4 – Análise do Grupo 4 – Com $P_2 = 40,0$ kN

Os modelos integrantes deste grupo tem em comum o fato de terem recebido carga $P_2 = 40,0$ kN e como variáveis a relação de carga P_{1D}/P_{1E} , que variou entre os valores 2,0 e 4,0. Aos pares, estes modelos são semelhantes em geometria e carregamento. Os modelos L09 e L14 receberam carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e os modelos L10 e L16 receberam carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$.

Nos modelos que receberam carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ os cabos de protensão que tiveram maior acréscimo de tensão foram os cabos CP3 e CP4, que são os cabos perpendiculares à borda da ligação que passam pelo pilar. Em seguida, com valores um pouco abaixo, surgem os cabos CP2 e CP5, que alcançaram valores muito próximos dos atingidos por CP7 e CP8. Percebe-se, pela diferença entre os cabos CP3 e CP4 e CP2 e CP5 e pelo aumento de tensão nos cabos CP8 e CP9 que o fenômeno aconteceu de forma bastante localizada nas faixas do pilar. Nos modelos com carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ observou-se a mesma tendência, com a diferença entre os cabos CP3 e CP4 e CP2 e CP5 sendo maior que os dos modelos com relação $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$. Nos modelos L09, L10 e L16 a diferença entre os acréscimos nos cabos CP3 e CP4 e CP8 e CP9 foi de 25%, no modelo L14 foi de 10%. A diferença entre os acréscimos nos cabos CP3 e CP4 e CP2 e CP5 foi também menor no modelo L14, 15%, enquanto foi de 23% no L09, 30% no modelo L10 e 25% no modelo L16.

Seguindo a mesma tendência observada nos acréscimos de tensão nos cabos de protensão dos modelos deste grupo, as barras instrumentadas apresentaram mesmo comportamento. As barras instrumentadas que passavam pelo pilar tiveram deformações notadamente maiores em relação às barras que não passavam (E1, E2 e E3). As diferenças entre estas barras tiveram relações bem definidas de acordo com o carregamento aplicado, sendo de 2,0 para os modelos com relação $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e 2,7 para os modelos com relação $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$. Isto reforça o argumento de que o fenômeno da punção ocorreu de maneira mais localizada na região do pilar se distribuiu nas duas faixas ortogonais. As maiores deformações foram da ordem de 0,6‰ nos modelos L09 e L14 e de 0,5‰ nos modelos L10 e L16, mostrando a influência do carregamento.

Nos gráficos de deformação do concreto nos modelos deste grupo surge uma incompatibilidade entre os gráficos e os carregamentos aplicados. Os gráficos dos modelos L14 e L16, que a princípio deveriam ter formatos aproximados com os gráficos dos modelos L09 e L10, respectivamente, não o tiveram porque as lajes destes modelos deslocaram em sentido contrário à direção da carga $P1_E$, como pode ser visto nos gráficos de Perfil X dos dois modelos. Entre os extensômetros de C1 a C6 em todos os modelos nota-se que os extensômetros C1 e C2 foram os que mais se deformaram por compressão e que os extensômetros C4 e C6 sempre se deformaram por tração, provavelmente por efeito de torção da faixa do pilar. As diferenças entre as deformações alcançadas pelos extensômetros C1 e C2 nos modelos L14 e L16 foram da ordem de 0,15‰ e de 0,30‰ nos modelos L09 e L10. Como estas duplas de modelos receberam carregamentos diferentes, $P2 = 40,0$ kN e $P1_D/P1_E = 2,0$ para os modelo L 09 e L14 e, $P2 = 40,0$ kN e $P1_D/P1_E = 4,0$ para os modelos L10 e L16, pode-se afirmar que, nestes extensômetros, as deformações não sofreram influência do carregamento. Percebe-se que o deslocamento em sentido contrário ao da carga $P1_E$ influenciou negativamente nos resultados, contudo não alterou o formato dos gráficos de deformação do concreto.

Nas lajes dos modelos L10, L14 e L16 foram colados extensômetros C7 em posição simétrica ao extensômetro C5, com objetivo de captar deformações de compressão em virtude de estar na mesma região da laje carregada por $P1_D$. Observando-se a deformação deste extensômetro no modelo L10, vê-se que este alcançou deformações da mesma ordem dos extensômetros C1 e C2. Nos modelos L14 e L16, que tiveram problemas com a aplicação de carga, o extensômetro C7 alcançou níveis de deformação maiores que no modelo L10, provavelmente por influência do carregamento ($P1_D/P1_E = 4,0$).

Nos perfis X das lajes dos modelos deste grupo, os deslocamentos verticais máximos alcançados ocorreram nos defletômetros D10, pontos de carga $P1_D$, sendo de 16,0 mm para L09 e de 18,32 mm para L14, e de 20,87 mm e 21,40 mm para os modelos L10 e L16 foram respectivamente. Estas leituras demonstram que os comportamentos das lajes dos modelos nestes pontos tiveram forte influência da relação de carga $P1_D/P1_E$, que foi de 2,0 para L09 e L14 e de 4,0 para L10 e L16. Nos defletômetros D11 os valores lidos nos pontos de aplicação $P1_E$ foram semelhantes nos modelos L09 e L10, que receberam carregamentos diferentes, sendo de 7,71 mm para o modelo L09 e 6,66 mm para o modelo L10, o que indica que nestes pontos a influência do carregamento não foi significativa. Nos modelos L14 e L16, quando se

analisa os deslocamentos verticais nos defletômetros D11 fica notável o deslocamento da laje em sentido contrário ao da aplicação da carga P_{1E} . Mesmo com carregamentos diferentes, mas apresentando o mesmo problema na realização do ensaio, a exemplo do que ocorreu com os modelos L09 e L10, os deslocamentos máximos em sentido contrário ao da carga não foram influenciados pela relação de carga aplicada nestes. Os valores máximos para estes defletômetros foram de 3,05 mm no modelo L14 e de 2,48 mm no modelo L16, tendo este alcançado um deslocamento vertical ainda maior, no valor de 3,94 mm no defletômetro D3.

Nos perfis Y dos modelos percebe-se que tiveram deslocamentos semelhantes, exceto no modelo L09. Os deslocamentos lidos nos defletômetros D12 foram de 12,40 mm no modelo L14, de 13,05 mm no modelo L10 e de 10,84 mm no modelo L16, valores que indicam que não houve influência do carregamento aplicado nos deslocamentos verticais das lajes dos modelos nessa direção. Apenas para o modelo L09 o deslocamento vertical máximo alcançado no defletômetro D12 foi acima dos demais, sendo de 19,37 mm.

As cargas de ruptura foram fortemente influenciadas pelas relações de carga aplicadas em cada modelo. Os modelos L09 e L14, que receberam relação de carga $P_2 = 40,0$ kN e $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ romperam com cargas 151,8 kN e 160,4 kN, respectivamente, enquanto que os modelos L10 e L16, que receberam relação de carga $P_2 = 40,0$ kN e $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ romperam com cargas 133,8 kN e 135,5 kN, respectivamente. A relação de carga $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ provocou maior fissuração, com o maior número de fissuras sendo perpendiculares à borda da ligação partindo da face interna dos pilares. As primeiras fissuras surgiram do lado da carga P_{1D} , a partir da face lateral direita do pilar e seguiram em direção à borda da ligação com inclinação de 45°. Estas fissuras foram observadas nas lajes de todos os modelos deste grupo. Essas fissuras também penalizaram a rigidez da ligação. A relação de carga $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ provocou fissuração com a mesma direção das observadas nos modelos de carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$, porém em menor quantidade. Fissuras partindo da face interna do pilar em direção à borda da ligação com inclinação de 45° também foram observadas, porém, com menor abertura.

Nos modelos que receberam carregamento aplicado no ponto P2 produziram cones de ruptura que atingiram a borda da ligação. Nos modelos L09 e L14 o cone de ruptura teve formato arredondado nos dois modelos, sendo o cone de ruptura do modelo L09 foi maior que o do modelo L14. Nos modelos L10 e L16 os cones de ruptura tiveram formato com leve

distanciamento do ponto de carga P2 e também leve distorção em direção à região da carga P1_D. Os modelos L10 e L16 tiveram rupturas mais anunciadas que os modelos L09 e L14.

Os acréscimos de tensão nos cabos de protensão, as deformações medidas nas barras da armadura passiva e na superfície do concreto mostraram que o fenômeno da punção nas lajes dos modelos deste grupo foi um fenômeno que se concentrou nas faixas do pilar, que são as regiões mais rígidas. As cargas de ruptura, as deformações e fissuração das lajes dos modelos indicam que os modelos carregados com relação P1_D/P1_E = 4,0 tiveram rupturas mais dúcteis que os que receberam carregamento com relação P1_D/P1_E = 2,0. As primeiras fissuras, que partiram da face interna dos pilares e se desenvolveram inclinadas em direção à borda da ligação, são fissuras que penalizam bastante a rigidez da ligação, o que pode ser a causa dos modelos L09 e L14 terem tido padrões de fissuração mais intensos que as lajes L10 e L16.

5.1.5 – Análise do Grupo 5 – Com P2 = 0,0 kN

Os modelos desse grupo não receberam carregamento no ponto P2 e tiveram relações de carga como variáveis a relação de carga P1_D/P1_E, que variou entre os valores 2,0 e 4,0. Aos pares, estes modelos são semelhantes em geometria e carregamento. Os modelos L11 e L15 receberam carregamento P1_D/P1_E = 2,0 e os modelos L12 e L13 receberam carregamento P1_D/P1_E = 4,0.

O carregamento aplicado nos modelos teve forte influência no aumento da força de protensão dos cabos dos modelos. Em todos, os acréscimos foram maiores nos cabos CP7, CP8 e CP9, cabos paralelos à borda da ligação. As diferenças entre as médias dos acréscimos nos cabos paralelos e nos cabos perpendiculares de perfil parabólico não deixam dúvida da influência do carregamento, sendo de 2,2 e 2,7 respectivamente nos modelos L11 e L15, cujo carregamento P1_D/P1_E teve relação 2,0 e de 3,82 e 2,96, respectivamente nos modelos L12 e L13, cujo carregamento P1_D/P1_E teve relação 4,0. Estes números mostram que os acréscimos foram em média de 2,45 nos modelos que receberam carregamento P1_D/P1_E com relação 2,0 e de 3,39 nos modelos que receberam carregamento P1_D/P1_E com relação 4,0, deixando claro que quanto maior foi a relação entre as cargas P1 maior foi o acréscimo de força de protensão nos cabos paralelos à borda da ligação.

O carregamento aplicado teve forte influência também nas deformações das barras da armadura passiva. As barras que mais se deformaram foram as paralelas à borda da ligação, instrumentadas pelos extensômetros E6, E7 e E8. As maiores deformações foram alcançadas pelos extensômetros do modelo L15, seguido pelas deformações do modelo L11, que tiveram deformações médias nas barras paralelas da ordem de 0,79‰ e de 0,66‰, respectivamente. Estas deformações foram, em média, 2,81 vezes maiores que as deformações alcançadas pelas barras perpendiculares. Com carregamento P_{1D}/P_{1E} de relação igual a 4,0, as deformações das barras paralelas à borda da ligação alcançaram valores médios de 0,56‰ e de 0,55‰ nos modelos L12 e L13, respectivamente. Estas deformações foram, em média, 2,04 vezes maiores que as deformações alcançadas pelas barras perpendiculares. Essa relação menor entre as deformações das barras paralelas e perpendiculares nos modelos que receberam maior relação de carregamento nos pontos de carga P1 é justificada por movimento de corpo rígido realizado pela laje quando solicitada. Como a solicitação é maior para relação de carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ a movimentação por corpo rígido é maior, o que provoca maiores deslocamentos na direção perpendicular e, conseqüentemente, maiores deformações.

Nos modelos L11 e L15 o carregamento com relação $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ provocou compressão nos extensômetros C1, C2 e C5 e de tração nos extensômetros C3, C4 e C6, sendo as deformações destes últimos no modelo L11 mais pronunciadas que no modelo L15. As deformações de compressão medidas nestes modelos foram da ordem de 0,12‰ no extensômetro C2 do modelo L11 e de 0,20‰ também no extensômetro C2 do modelo L15. Nos modelos L12 e L13 é possível perceber que os extensômetros C3 a C6 captaram deformações de tração e apenas C1 no modelo L12 e C1 e C2 no modelo L13 captaram deformações de compressão. Esse comportamento mais uma vez reflete o carregamento aplicado, que quando tem maior relação P_{1D}/P_{1E} provoca maiores esforços de torção na faixa do pilar paralela à borda da ligação, o que provoca as deformações de tração captadas pelos extensômetros C3 a C6.

Observando-se os gráficos de perfis X, constata-se que nos defletômetros D10, que monitorava os deslocamentos no ponto P_{1D} , os modelos L11 e L15 tiveram deslocamentos de 27,94 mm e de 26,42 mm, respectivamente e que os modelos L12 e L13 tiveram deslocamentos de 12,43 mm e 19,62 mm, respectivamente. Percebe-se outra vez a forte influência do carregamento nos resultados de leituras de ensaios. Nos gráficos de perfis Y destes modelos observa-se comportamento semelhante para os deslocamentos do defletômetro D12, com os modelos L11, L15, L12 e L13 alcançando 6,62 mm, 8,92 mm, 4,35 mm e 5,28

mm, respectivamente. As lajes dos modelos L12 e L15 tiveram deslocamentos verticais nos pontos de carga P_{1E} em sentido contrário ao de aplicação de carga, o modelo L11 permaneceu, apenas com pouca variação, na posição horizontal e o modelo L13 apresentou deslocamentos verticais desejados para o ensaio neste ponto. Os modelos L12 e L13 receberam carregamento com relação P_{1D}/P_{1E} igual a 4,0, o que provocou ruptura para carga, em média, 30% menor que os modelos que receberam carga com relação P_{1D}/P_{1E} igual a 2,0.

A carga de ruptura provavelmente foi o item analisado onde a percepção da influência do carregamento aplicado foi mais evidente. Os modelos L11 e L15 que receberam carregamentos com relação P_{1D}/P_{1E} igual a 2,0, tiveram cargas de ruptura iguais a 169,5 kN e 171,7 kN, respectivamente e os modelos L12 e L13, que receberam carregamentos com relação P_{1E}/P_{1D} igual a 4,0, tiveram cargas de ruptura iguais a 105,5 kN e 141,3 kN, respectivamente. Como já mencionado, as cargas de ruptura dos modelos L12 e L13 foram, em média, 30% menores que as dos modelos L11 e L15. O modelo L12 sofreu grandes esforços de torção, como pode ser visto na Figura 5.4. Todos os modelos apresentaram fissuração perpendicular à borda da ligação.



Figura 5.4 – Efeito de torção na ligação laje/pilar do modelo L12.

Os cones de ruptura foram influenciados pela relação de carregamento P_{1D}/P_{1E} e pelos deslocamentos verticais dos pontos P_{1E} , monitorados pelos defletômetros D11. Os cones de ruptura tanto dos modelos L11 e L15, que receberam carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$, quanto os

dos modelos L12 e L13, que receberam carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$, atingiram a borda da ligação. O cone de ruptura do modelo L11 foi mais aberto em direção à carga P_{1D} . O cone de ruptura do modelo L15, que teve deslocamento vertical em sentido contrário ao da aplicação de carga P_{1E} , foi menor e se deformou em direção ao ponto de carga P_{1E} . Os cones de ruptura das lajes dos modelos L12 e L13 também atingiram as bordas da ligação nos dois lados do pilar; no modelo L12 teve forma mais arredondada e no modelo L13 foi mais aberto, com deformação do cone em direção ao ponto de aplicação da carga P_{1D} .

Os resultados de deformações, deslocamentos verticais, cones e cargas de ruptura levam à indicação de que os modelos L11 e L15, que receberam carregamento com relação $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ tiveram rupturas mais dúcteis que os modelos L12 e L13.

5.1.6 – Análise do Grupo 6 – Sem ou com a presença de P2.

O Grupo 6 se destina a analisar a influência da aplicação ou não da carga P2 no comportamento dos modelos da segunda série de ensaios (L09 à L16). A carga P2 foi aplicada com carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ nos modelos L09 e L14 e com carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ nos modelos L10 e L16 e estas duplas de modelos serão comparadas com os modelos L11 e L15, que receberam carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e L12 e L13, que receberam carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$.

Embora o efeito do momento nesta direção tenha sido abordado em grupos anteriores na primeira série, esta análise se justifica pela magnitude da diferença dos momentos aplicados quando se carregou ou não os modelos com a carga P2.

A influência do carregamento nos deslocamentos verticais é notável quando se analisa os valores lidos no defletômetro D12, ponto de aplicação da carga P2. Pode ser observado o aumento destas leituras com a mudança das relações de carga partindo da não aplicação da carga P2 com relação $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ e $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e com aplicação da carga $P_2 = 40,0$ kN e com relação $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ e $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$. Os deslocamentos verticais no defletômetro D12 para estes carregamentos foram da ordem de 5,5 mm, 7,6 mm, 11,9 mm e 15,9 mm, respectivamente.

No caso das cargas de ruptura, ter recebido ou não a carga P2 teve muita influência nos valores das cargas últimas dos modelos. Os modelos que receberam relação de carga $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ e $P_2 = 40,0$ kN foram os que alcançaram as menores cargas, com média de 134,6 kN, com carga de ruptura logo acima, os modelos que receberam $P_{1D}/P_{1E} = 4,0$ e $P_2 = 0,0$ kN, alcançaram média de 144,2 kN, os modelos que receberam relação de carga $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e $P_2 = 40,0$ kN tiveram carga média de ruptura de 156,1 kN e os modelos que receberam carregamento com relação $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e $P_2 = 0,0$ kN foram os que alcançaram as maiores cargas de ruptura, com média de 170,6 kN.

Como é possível perceber pelos valores de cargas últimas as lajes e deslocamentos verticais no defletômetro D12 os modelos que receberam carregamento $P_2 = 40,0$ kN alcançaram maiores valores de deslocamentos e tiveram as menores cargas de ruptura em relação aos modelos que não receberam este carregamento. Assim, é possível afirmar que os modelos que receberam carga no ponto P2 tiveram rupturas mais dúcteis que os que não a receberam.

Os modelos L13 e L14 receberam instrumentação nas barras da armadura do pilar, localizadas nas faces destes e numeradas como já mostrado no Capítulo 3. Os gráficos carga X deformação destas barras mostram que elas sofreram deformações de tração durante os ensaios; no modelo L13, a partir de aproximadamente 70 kN e no modelo L14, a partir de aproximadamente 90 kN. Desta informação pode-se admitir que os pilares estiveram por considerável parte do ensaio com pequena porção comprimida, como é demonstrado na Figura 5.5.

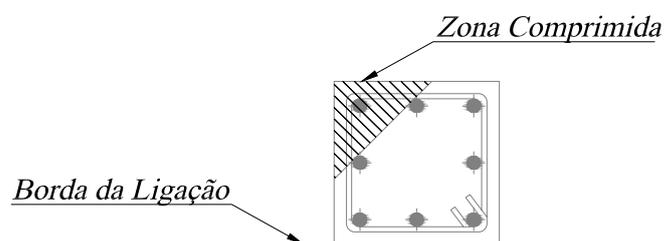


Figura 5.5 – Zona comprimida dos pilares dos modelos L13 e L14.

Nos gráficos da instrumentação adicional nas barras dos extensômetros E3 e E5 nos modelos L15 e L16, pode-se perceber que nestes pontos (posições 20 e 40 em ambas as barras dos modelos) estas barras foram pouco solicitadas por ação do carregamento aplicado. As

deformações foram maiores nas posições 20 que nas posições 40, demonstrando comportamento esperado. É importante lembrar que a posição 20 foi idealizada para estar na mesma seção do perímetro crítico das lajes dos modelos, e a posição 40 para estar fora e a 20 cm de distância deste para medir as deformações das barras da armadura passiva nesses pontos e avaliar a extensão do fenômeno da punção.

5.1.7 – Modos de ruptura dos modelos ensaiados.

Serão apresentados nas Figura 5.6 e Figura 5.7, 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, M_{u1}' como momento último calculado em relação à face interna do pilar.

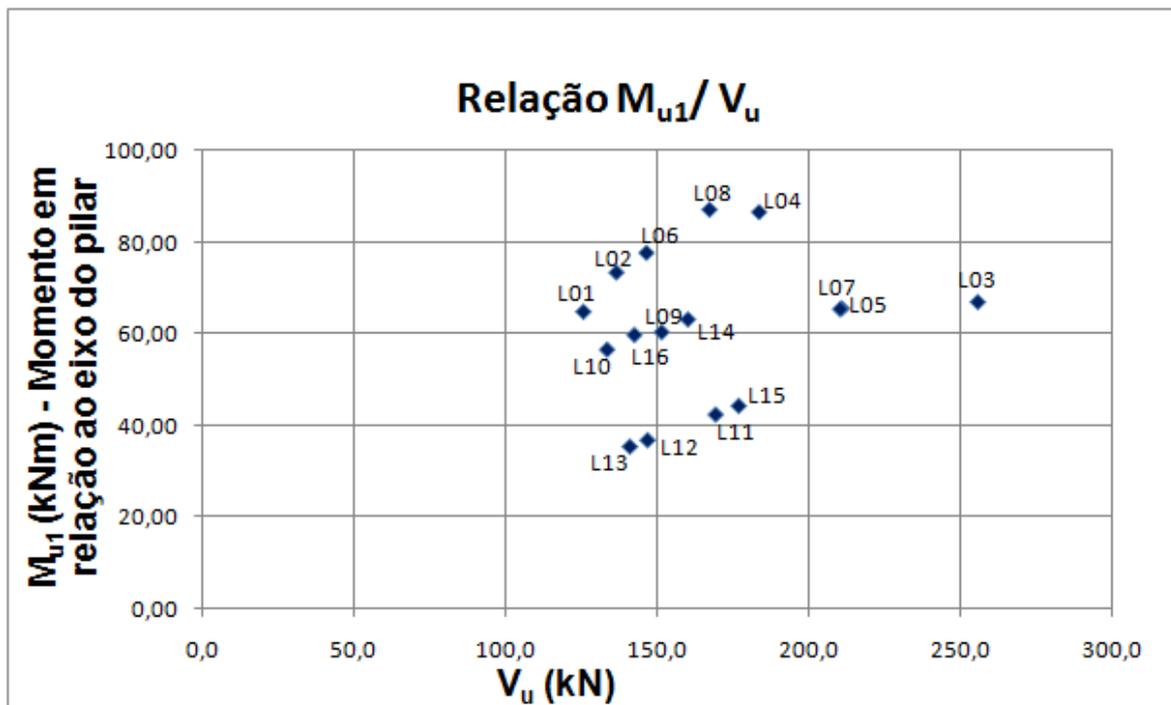


Figura 5.6 – Carga última, V_u , versus momento último M_{u1} para todos os modelos.

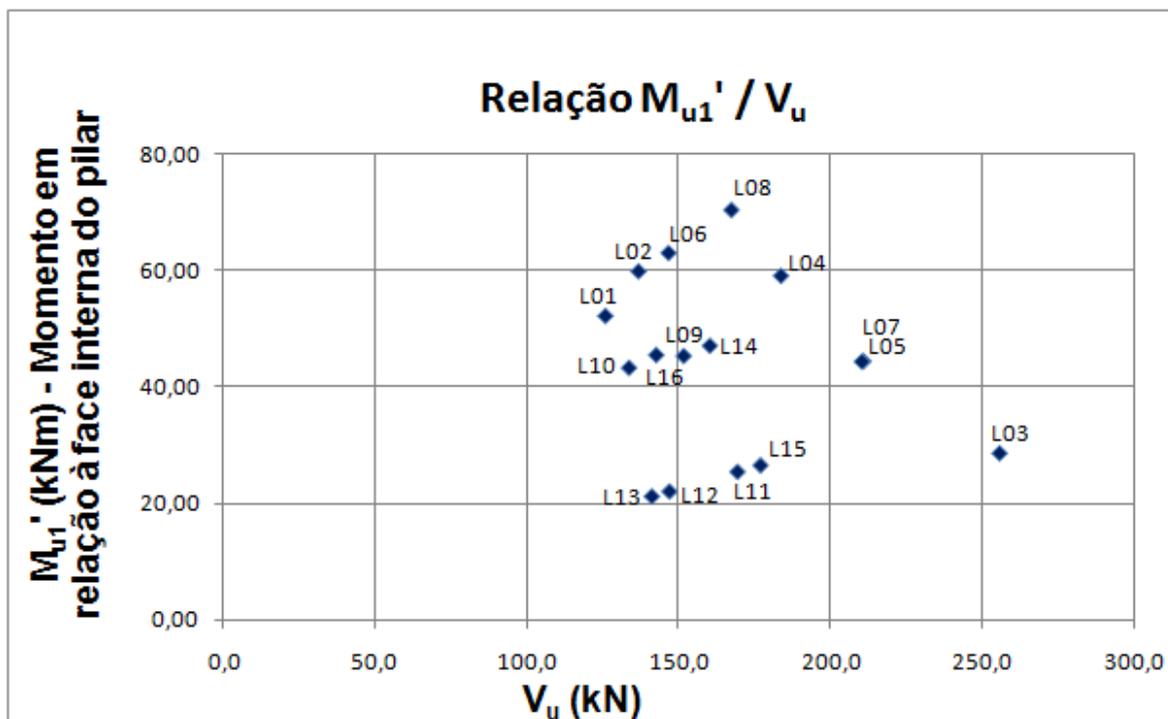


Figura 5.7 – Carga última, V_u , versus momento último M_{u1}' para todos os modelos.

Com base nos relatos de ensaio e nos dados e análises apresentadas neste capítulo pode-se 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 negativa 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. Nos modelos que receberam relação de carga $P1_D/P1_E \neq 1,0$ e carregamento no ponto P2 os cones de ruptura não alcançaram a borda da ligação e tiveram formato mais aberto e

tiveram rupturas mais dúcteis que os que não receberam carregamento no ponto P2. A Tabela 5.2 mostra a relação M/V, a carga de ruptura e o modo de ruptura de cada modelo.

Tabela 5.2 – Relação M/V, cargas e modos de ruptura de todos os modelos ⁽¹⁾.

Modelo	M_{u1} / V_u^*	M_{u2} / V_u^*	Carga de Ruptura (kN)	Modo de Ruptura
L01	0,515	---	126,0	Punção-Dúctil
L02	0,537	---	136,9	Punção
L03	0,262	---	255,8	Punção
L04	0,472	---	183,8	Punção
L05	0,311	---	211,0	Punção
L06	0,530	---	146,8	Punção-Dúctil
L07	0,311	---	210,5	Punção
L08	0,521	---	167,5	Punção-Dúctil
L09	0,398	0,266	151,8	Punção
L10	0,423	0,559	133,8	Punção
L11	0,250	0,338	169,5	Punção
L12	0,250	0,497	147,1	Punção
L13	0,250	0,528	141,3	Punção
L14	0,394	0,309	160,4	Punção
L15	0,250	0,297	177,1	Punção
L16	0,419	0,572	142,8	Punção

V_u^* : soma das cargas aplicadas nas posições P1.

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

6 – COMPARAÇÕES ENTRE AS TENSÕES ÚLTIMAS SOLICITANTES E AS TENSÕES RESISTENTES ESTIMADAS PELAS NORMAS E PROPOSTAS PARA O CÁLCULO À PUNÇÃO DE LIGAÇÕES LAJE-PILAR DE EXTREMIDADE.

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são feitas comparações entre as cargas últimas de cada uma das lajes dos modelos com as estimativas das normas analisadas neste trabalho: ACI 318M-02, EUROCODE 2:2001 e NBR 6118:2003 e, com base nos resultados de ensaios, são propostas alterações nas equações ou no tratamento de alguns termos destas para que se reduza o conservadorismo e, assim, se aproximem as previsões da realidade, proporcionando economia nos projetos de estruturas em lajes lisas. De posse das cargas de ruptura pode-se comparar as tensões reais nas lajes dos modelos calculadas pelas equações normativas estudadas.

Para essa análise os modelos foram agrupados seguindo a divisão por séries de ensaios. Na primeira série as lajes dos modelos receberam carregamento com transferência de momentos apenas na direção perpendicular à borda da ligação. Na segunda série as lajes receberam carregamento com excentricidade de carregamento nas direções perpendicular e paralela à borda da ligação.

As equações normativas são diferentes para pilares de borda nos casos de excentricidades em apenas uma ou em duas direções, porém não mencionam, para nenhum desses casos, procedimentos a serem adotados em casos particulares como os de maior retangularidade dos pilares ou presença de *overhangs*.

A seguir a Tabela 6.1 mostra um resumo dos principais parâmetros utilizados para o cálculo da carga última à punção em ligações lajes lisas protendidas-pilar de extremidade.

Tabela 6.1 – Parâmetros analisados nos modelos.

Modelo	$P_{0 \parallel}$ (kN)	$P_{0 \perp}$ (kN)	V_u (kN)	$M_u^{(1)}$ (kN.m)	$M_u^{(1')}$ (kN.m)	$M_u^{(2)}$ (kN.m)
L01	119,3	112,9	126,0	64,89	52,29	0,00
L02	128,5	122,4	136,9	73,52	59,96	0,00
L03	125,2	121,0	255,8	67,02	28,65	0,00
L04	123,7	111,7	183,8	86,75	59,18	0,00
L05	137,2	112,0	211,0	65,62	44,52	0,00
L06	137,4	126,3	146,8	77,80	63,12	0,00
L07	133,7	121,4	210,5	65,47	44,42	0,00
L08	127,3	120,0	167,5	87,27	70,52	0,00
L09	115,6	111,5	151,8	60,42	45,39	40,38
L10	128,9	112,8	133,8	56,60	43,35	74,79
L11	128,2	106,5	169,5	42,38	25,43	57,29
L12	129,5	116,0	147,1	36,78	22,07	73,11
L13	122,4	105,5	141,3	35,33	21,20	74,61
L14	128,4	112,2	160,4	63,20	47,16	49,56
L15	127,8	104,5	177,1	44,28	26,57	52,60
L16	124,7	113,1	142,8	59,83	45,55	81,68

$P_{0 \parallel}$: 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 eixo do pilar paralelo à borda da ligação, válido para NBR e EC 2;

^(1'): momento calculado em relação à face do pilar, válido para o ACI.

⁽²⁾: momento calculado em relação ao eixo do pilar perpendicular à borda da ligação, válido para NBR, EC 2 e ACI.

É importante mencionar que os momentos apresentados nas colunas cinco e seis da Tabela 6.1 foram calculados em relação ao eixo paralelo à borda da ligação que passa pelo centro do pilar. É importante também lembrar que o ACI 318M-02 adota o cálculo dos momentos atuando em torno do eixo paralelo à borda que passa na face interna do pilar, enquanto as demais normas adotam critério diferente, sendo os momentos calculados em relação ao centro do pilar. É válido ressaltar 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 6.2. Essas relações mantiveram-se aproximadamente constantes durante todo o ensaio.

Tabela 6.2 – Relações M/V empregadas no cálculo das normas.

Modelo	Relação P1/P2	Relação P1 _D /P1 _E	M/V (NBR e EC2) //	M/V (ACI) //	M/V (NBR, EC2 e ACI)⊥
L01	0,5	---	0,515	0,415	---
L02	0,5	---	0,537	0,438	---
L03	4,0	---	0,262	0,112	---
L04	0,5	---	0,472	0,322	---
L05	4,0	---	0,311	0,211	---
L06	0,5	---	0,530	0,430	---
L07	4,0	---	0,311	0,211	---
L08	0,5	---	0,521	0,421	---
L09	Var	2,0	0,398	0,299	0,266
L10	Var	4,0	0,423	0,324	0,559
L11	Var	2,0	0,250	0,150	0,338
L12	Var	4,0	0,250	0,150	0,497
L13	Var	4,0	0,250	0,150	0,528
L14	Var	2,0	0,394	0,294	0,309
L15	Var	2,0	0,250	0,150	0,297
L16	Var	4,0	0,419	0,319	0,572

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 (2.22) o coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,5$ está implícito. Adotando-se o valor de $\gamma_c = 1,0$, a equação assume o formato:

$$v_{R,c} = 0,18 \cdot K(100\rho_l fck)^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \quad (6.1)$$

6.2 PROPOSTAS DE ADAPTAÇÃO DAS NORMAS

As propostas foram divididas em dois grupos, seguindo a divisão das séries de ensaios. Na primeira série houve transferência de momentos em apenas uma direção, enquanto que na segunda série as transferências de momentos aconteceram nas duas direções ortogonais. Nos itens 6.3 e 6.4 serão apresentadas as comparações entre as normas ACI 318M-02, EUROCODE 2:2001 e NBR 6118. Inicialmente serão apresentadas algumas considerações quanto à análise e consideração de aspectos relevantes a respeito de ligações laje lisa-pilar de extremidade, especialmente no que diz respeito à determinação do perímetro crítico adotado no caso das normas europeia e brasileira.

Em seguida são discutidas as normas estudadas em seus textos originais e feitas propostas para adaptações destas às situações de ligações laje-pilar semelhantes à deste trabalho. Para o ACI 318M-02 as alterações propostas se referem às restrições que a norma americana faz para a consideração de efeitos benéficos da protensão em ligações laje-pilar de extremidade e limites máximos de resistência à compressão e tensão de compressão no plano da laje, que no caso deste trabalho foi causada pela protensão empregada.

As propostas apresentadas para as normas européia e brasileira foram feitas alterando-se o perímetro crítico empregado em cada uma das situações de geometria e carregamento aplicado nas lajes dos modelos. O EUROCODE 2:2001 traz em seu texto a possibilidade de consideração de perímetros críticos diferentes para algumas situações determinadas, o que não acontece com a norma brasileira. Para a NBR 6118, além de propostas de adoção de perímetros críticos diferenciados, foi implementada nas propostas a consideração de tensão de compressão no plano da laje, no caso deste trabalho, causada pela protensão empregada.

6.3 – 1ª SÉRIE – MODELOS COM CARREGAMENTO DAS LAJES COM EXCENTRICIDADE APENAS NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À BORDA.

Quando da análise dos resultados foi comentado sobre a observação do surgimento de fissuras nas lajes originadas nas proximidades das arestas da face interna do pilar que se direcionavam à borda da ligação sob um ângulo aproximado de 45° . Essas fissuras foram identificadas como sendo causadas pelo efeito de torção que ocorre na borda da laje devido à rigidez do pilar, que sendo bem maior que a da borda da laje ao longo do vão, restringe a rotação causada pelo momento aplicado, como é mostrado novamente na figura a seguir, já apresentada no Capítulo 2 e aqui repetida para facilidade de leitura.

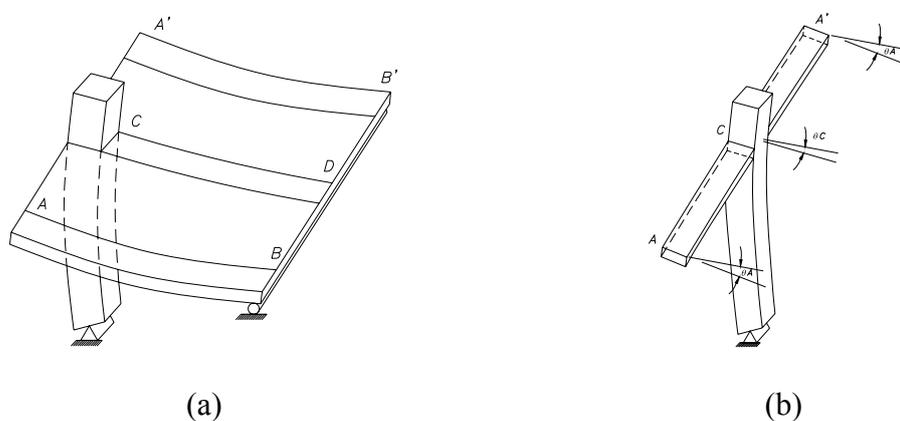


Figura 6.1 – Momento torçor na borda da laje – MacGregor (1992).

Ainda durante a análise dos resultados, foi comentado que essas fissuras penalizavam a rigidez da ligação e limitavam o cone de ruptura, gerando o formato reduzido do perímetro crítico. Este formato para o perímetro crítico provavelmente se deve à soma dos efeitos da força aplicada, do momento em direção ao centro da laje e da torção, que inibe a chegada do cone de ruptura na borda da ligação em alguns casos.

Nos dois primeiros modelos da primeira série, L01 e L02, os cones de ruptura não alcançaram a borda da ligação, tendo sido claramente limitados pela fissuração de torção na borda da laje (vide Figura 6.2 (a) e (b)). Dois dos modelos da primeira série de ensaios, L03 e L04, tiveram pilares retangulares na proporção C_1/C_2 igual a 2, com a maior dimensão sendo perpendicular à borda da ligação, seguindo a nomenclatura adotada pela NBR 6118:2003 e pelo EUROCODE 2:2001. Nesses modelos os cones de ruptura chegaram à borda da ligação, como é facilmente constatado pelas Figura 6.2 (c) e Figura 6.2 (d).

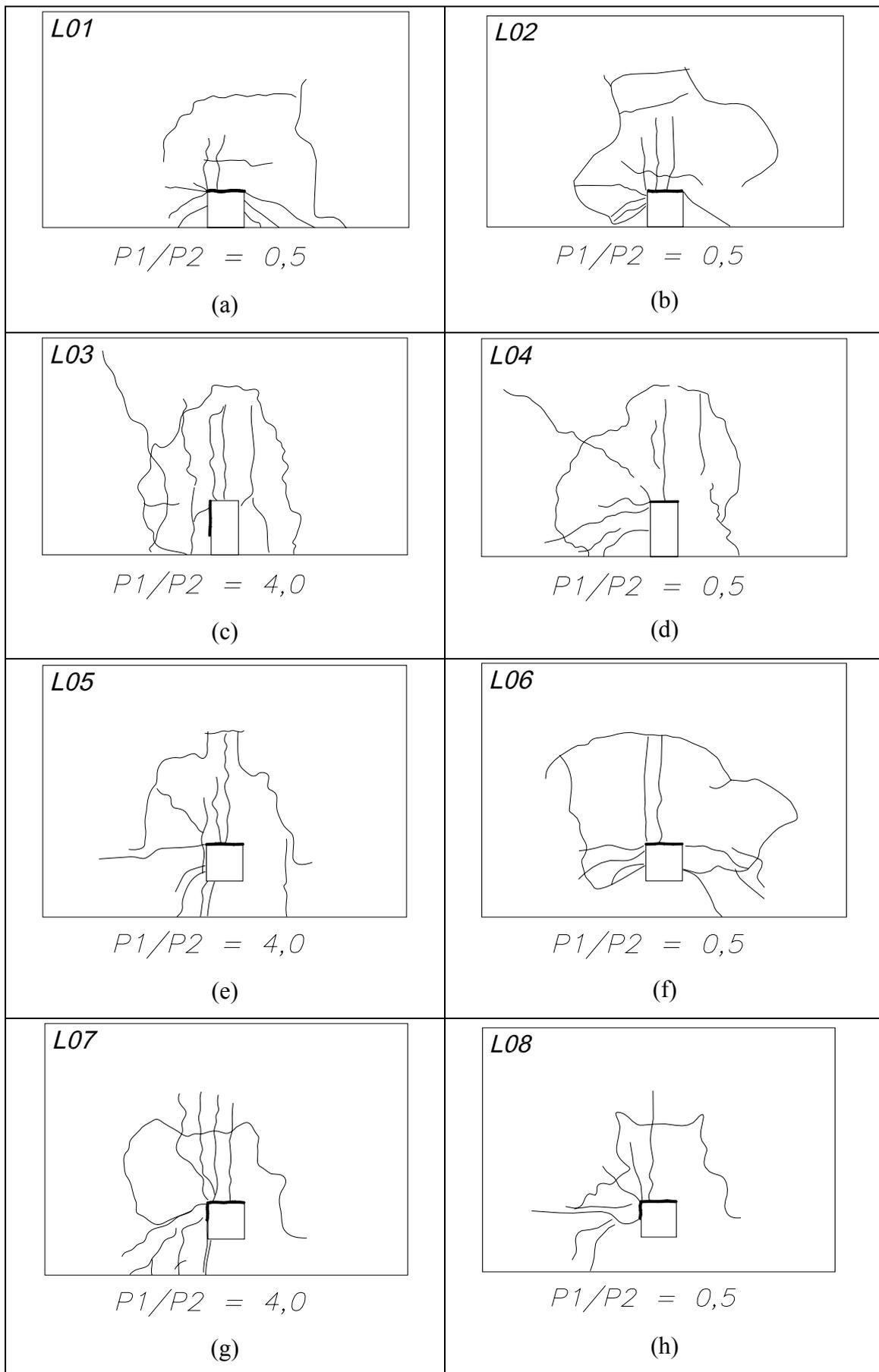


Figura 6.2 – Mapa de fissuração das lajes dos modelos da primeira série de ensaios.

Quatro dos oito modelos da primeira série possuíam *overhangs*, que é o prolongamento da laje além da linha dos pilares de extremidade. Nas lajes desses modelos os cones de ruptura não chegaram à borda da ligação, o que foi identificado ter acontecido devido à maior massa de concreto na região da ligação devido à presença do *overhang*. Os cones de ruptura, porém, chegaram aos pontos de projeção do perímetro crítico completo, mesmo que estes não tenham aparecido totalmente na superfície. Esses modelos alcançaram valores de carga de ruptura mais altos que os anteriores e esses resultados provavelmente se devem à maior rigidez da ligação e maior massa resistente, fatores que contribuíram distribuindo mais as tensões devido aos três efeitos citados anteriormente (força, momento fletor e momento torçor). Os mapas de fissuração e cones de ruptura das lajes da primeira série com *overhang* junto com seus respectivos carregamentos são mostrados na Figura 6.2.

Percebe-se que em todas as lajes ensaiadas os efeitos de torção foram bastante importantes para o desenvolvimento de fissuras na faixa do pilar paralela à borda da ligação, bem como para a formação do cone de ruptura.

Recapitulando, as normas EUROCODE 2:2001 e NBR 6118:2003 consideram que apenas parte do momento de carregamento aplicado é transferido para a ligação por efeito de cisalhamento e fazem isto através do fator K , que leva em consideração a relação entre as medidas dos lados do pilar. O ACI 318M-02 faz essa mesma consideração através do fator γ_v , que leva em consideração as dimensões da altura útil da laje e a dimensão do pilar perpendicular à borda. O complemento desses coeficientes, ou seja, $1-K$ e $1-\gamma_v$, são as parcelas que se admite serem transferidas por flexão e torção.

Assim como em marquises apoiadas em vigas, onde os momentos da marquise são transferidos para a viga de apoio sob forma de momento torçor, em lajes lisas apoiadas em pilares de borda parte dos momentos de carregamento são transmitidos para a borda sob forma de esforços de torção. Esta análise leva à conclusão de que a quantidade de momento torçor atuante na ligação está diretamente ligada à quantidade de momento fletor de carregamento que atue na laje.

Uma vez que se admite que o trecho da laje entre o perímetro crítico e o pilar permanece ligado a este depois da fissuração e também depois da ruptura, faz-se a distribuição das tensões devido aos momentos fletores em torno do eixo que passa pelo centro de gravidade do

perímetro crítico e não pelo centro do pilar. Sendo assim, as distribuições das tensões devido aos esforços de torção também devem acontecer em torno deste eixo que passa pelo centro de gravidade do perímetro crítico. Segundo PARK e CHOI (2006) as tensões devido aos esforços de torção em uma ligação laje-pilar de borda ocorrem de acordo com a figura a seguir.

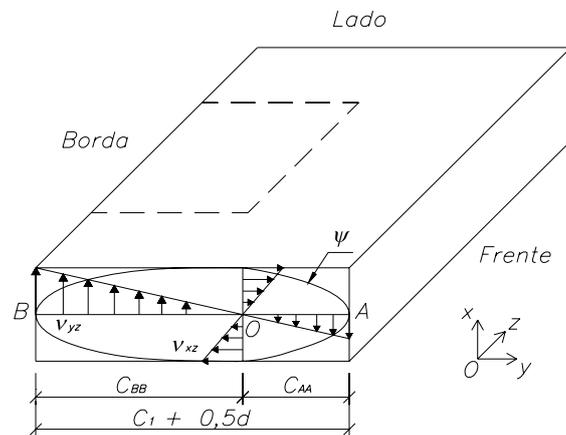


Figura 6.3 – Distribuição das tensões devido aos esforços de torção em ligações laje lisa-pilar de borda - Park e Choi (2006).

Analisando esta distribuição de tensões devido aos esforços de torção, pode-se perceber que quanto menor for a dimensão do pilar perpendicular à borda da ligação mais brusca será a distribuição dos esforços, havendo concentração das tensões verticais de torção nos extremos, o que se aproxima da consideração de distribuição em seção vazada equivalente, como admitem as normas analisadas neste trabalho. Ao contrário, quanto maior for a dimensão do pilar perpendicular à borda da ligação ou como no caso dos modelos L05 à L08, se houver *overhang*, mais suave será a distribuição dos esforços de torção e não haverá concentração de tensões na direção vertical nas extremidades, como pode ser visto na Figura 6.4. Na Figura 6.3, o autor utilizou o perímetro crítico adotado pela norma americana, ACI 318M-02, porém, analogia para aplicação da mesma distribuição nos perímetros críticos adotados pelas normas européia e brasileira é plenamente possível, tendo em vista que a seção do perímetro perpendicular à borda livre que passa pelo centro de gravidade deste também tem formato retangular. Na Tabela 6.5 são apresentadas as distribuições de esforços de torção em lajes lisas apoiadas em pilares com maior retangularidade e com a presença de *overhangs*.

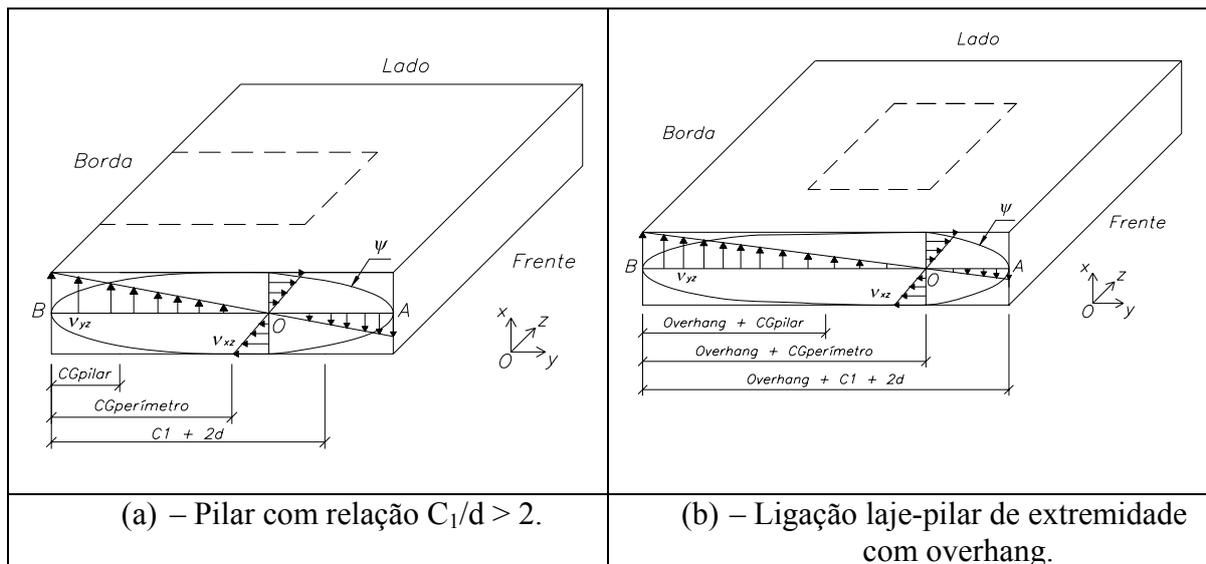


Figura 6.4 – Distribuição das tensões devido aos esforços de torção em ligações laje lisa-pilar de borda.

Dos comentários acima se chega à conclusão de que a influência dos esforços de torção está diretamente ligada ao momento de carregamento transferido à ligação, como já dito, e também diretamente ligada à relação C_1/d (dimensão do pilar perpendicular à borda da ligação dividido pela altura útil da laje). Quanto mais essa relação diminui, mais são percebidos os efeitos de torção prejudiciais à ligação, como no caso dos modelos L01 e L02. Já quando essa relação aumentar ou houver a presença de *overhang* os efeitos danosos da torção são menos percebidos devido tanto à maior distribuição dos esforços de torção como também devido à presença de maior quantidade de massa resistente na ligação, uma vez que se mantenha a mesma espessura da laje.

Pelo observado, com base apenas nos ensaios realizados, a relação C_1/d , relacionada aqui aos efeitos dos esforços de torção, pode também ser relacionada à redução ou não do cone de ruptura. Quando a relação foi maior que 2, ou as lajes possuíam *overhangs*, caso das lajes dos modelos L03 à L08, o cone de ruptura se prolongou de tal forma a se assemelhar ao perímetro crítico completo e não ao perímetro crítico reduzido como determinado pela norma brasileira. O EUROCODE 2:2001 não determina a redução do cone de ruptura, mas permite a sua utilização sem mencionar em quais situações seu uso é ou não recomendado.

É certo que lajes com relações C_1/d muito grandes vão produzir cones de ruptura cada vez mais localizados próximos à face interna do pilar pela ação de outros efeitos que causam concentração de tensões nas regiões próximas às arestas da face interna do pilar. Em virtude

disso é preciso que se busquem mais resultados para se obter limites inferiores e superiores para a relação C_1/d no que diz respeito à formação do cone de ruptura. O caso de lajes com excentricidades muito grandes devem também ser vistos com cautela, mesmo para lajes com relações C_1/d dentro da faixa comentada neste trabalho, pois poderiam tender a rupturas próximas da ruptura por flexão ou flexo-torção.

6.3.1 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o ACI 318M-02.

A comparação com o ACI 318M-02 foi realizada de três formas distintas:

- a) Aplicação da norma considerando as suas restrições quanto à resistência a compressão do concreto (f'_c : resistência do concreto) e também quanto à eficácia da protensão, ou seja, as lajes dos modelos foram calculadas como sendo de concreto armado e não protendido. Neste caso a norma americana será chamada simplesmente de ACI;
- b) Proposta de aplicação da norma americana desconsiderando a restrição quanto à eficácia dos efeitos favoráveis da protensão, mantendo-se as limitações para as resistências à compressão do concreto e no plano, causadas pela protensão. Neste caso a norma americana será referenciada como ACI¹;
- c) Proposta de aplicação da norma americana desconsiderando as três restrições mencionadas. Neste caso a norma americana será referenciada como ACI².

A norma americana é bastante distinta das demais quanto ao cálculo de punção em ligações laje-pilar. A primeira diferença notável é o perímetro crítico, que se localiza muito mais próximo ao pilar que os demais, apenas $0,5d$, enquanto os adotados pelas outras normas se localizam a uma distância de $2d$ da face do pilar. Outras diferenças são que o ACI 318M-02 não mantém essa distância ao longo de todo o perímetro se utilizando de quartos de círculo de raio igual ao afastamento do perímetro, além de não prever redução deste perímetro em casos

de pilares de borda quando houver excentricidade de carregamento em direção ao centro da laje, como prescrevem o EUROCODE 2:2001 e a NBR 6118:2003. Os perímetros críticos adotados por todas as normas podem ser vistos no Capítulo 2.

Como o relembrado acima, O ACI 318M-02 faz restrições à resistência característica do concreto, que não deve ser superior a 35 MPa, à proximidade da ligação da borda da laje e adota, para cada uma das direções e limites mínimos e máximos iguais a 0,9 MPa e 3,5 MPa, respectivamente, para a efetiva consideração da compressão no plano devido à protensão. Quanto à proximidade da ligação da borda, determina que nenhuma parte do perímetro crítico pode estar próxima menos que quatro vezes a altura da laje da borda desta.

Nos seus comentários a norma americana faz uma consideração a respeito da retangularidade de pilares, mas apenas no que diz respeito ao conservadorismo de uma das três equações adotadas para lajes de concreto armado (Equação 2,39), comentando que a tensão atuante resulta em valores conservadores quando esta relação alcança valores maiores que 2,0 e apresenta os limites que devem ser observados quando esta situação ocorra. Outra consideração feita nos comentários da norma americana é que experimentos comprovaram que a tensão atuante resulta em valores menores quando a relação b_0/d aumenta.

A seguir, na Tabela 6.3 e na Figura 6.5, são apresentados os resultados das comparações entre as prescrições do ACI 318M-02 e os ensaios dos modelos da primeira série. Para todos os modelos o valor da resistência prescrita pela norma americana foi o mesmo devido à consideração de desconsideração dos efeitos benéficos da protensão e adoção de cálculo de lajes lisas de concreto armado.

Tabela 6.3 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI para os modelos da 1ª Série.

Modelo	P1/P2	V _P (kN)	V _c (kN)	V _u (kN)	M _{u1} ^(*) (kN.m)	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L01	0,5	14,04	158,9	126,0	56,27	4,32	1,97	2,19
L02	0,5	23,93	161,7	136,9	63,71	4,73	1,97	2,40
L03	4,0	17,37	194,2	255,8	50,88	4,66	1,97	2,36
L04	0,5	14,98	187,3	183,8	74,31	5,10	1,97	2,58
L05	4,0	15,25	159,1	211,0	52,33	5,19	1,97	2,63
L06	0,5	16,67	162,3	146,8	67,44	5,00	1,97	2,54
L07	4,0	20,57	146,1	210,5	52,77	5,74	1,97	2,91
L08	0,5	24,61	155,8	167,5	75,65	5,94	1,97	3,01
$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_0 d$ v _n : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v _u : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; (*): momento perpendicular à borda calculado na face.						Média:	2,58	
						Desvio Padrão:	0,28	
						Coef. de Variação:	10,68	

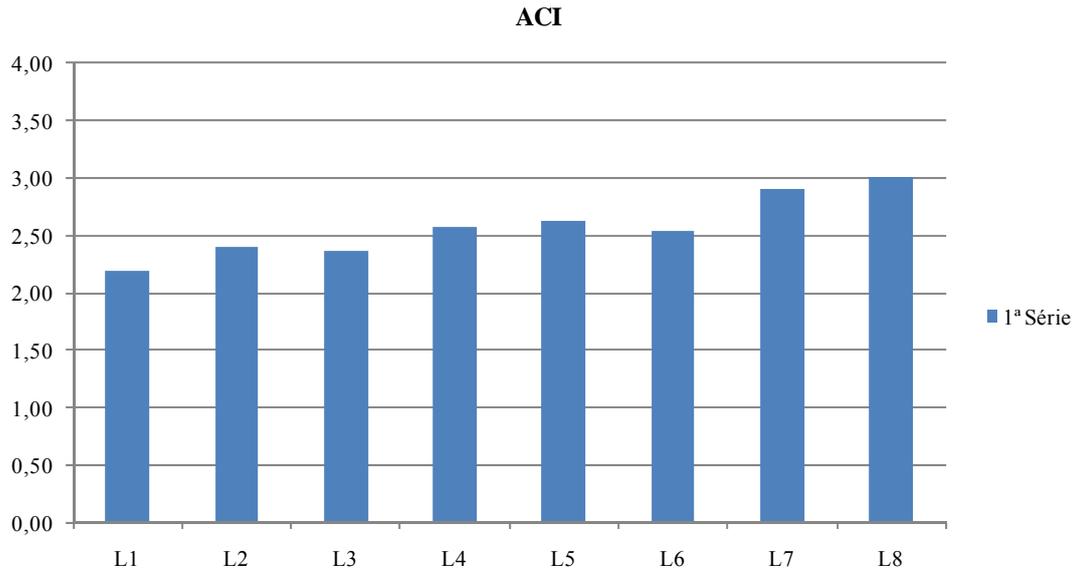


Figura 6.5 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n , pelo ACI para os modelos da 1ª série.

Cabe lembrar que os valores apresentados na coluna sete, que traz os valores de V_u , são todos iguais em virtude de a equação que apresenta os menores resultados, apresentada na tabela, só ter em conta as dimensões do perímetro crítico, a altura útil da laje e a resistência característica do concreto, que possui uma restrição de aplicação pela norma americana, a qual impõe para esses valores limite de 35 MPa, como explanado anteriormente.

Na Tabela 6.4 e na Figura 6.6 são apresentados os resultados da comparação entre os resultados de ensaios das lajes dos modelos da primeira série com as prescrições da norma americana desconsiderando a limitação de consideração dos efeitos benéficos da protensão, mas sendo mantidas as restrições para a resistência característica do concreto e para a compressão no plano da laje devido à protensão.

Tabela 6.4 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI¹ para todos os modelos.

Modelo	P1/P2	V _p (kN)	V _c (kN)	V _u (kN)	M _{u1} ^(*) (kN.m)	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L01	0,5	14,04	237,0	126,0	56,27	4,32	2,94	1,47
L02	0,5	23,93	250,7	136,9	63,71	4,73	3,06	1,55
L03	4,0	17,37	289,7	255,8	50,88	4,66	2,94	1,58
L04	0,5	14,98	277,7	183,8	74,31	5,10	2,92	1,74
L05	4,0	15,25	238,4	211,0	52,33	5,19	2,95	1,76
L06	0,5	16,67	244,3	146,8	67,44	5,00	2,97	1,69
L07	4,0	20,57	225,4	210,5	52,77	5,74	3,04	1,89
L08	0,5	24,61	243,1	167,5	75,65	5,94	3,08	1,93
$V_c = (\beta_p \sqrt{f_c'} + 0,3 f_{pc}) \cdot b_0 d + V_p$ v _n : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v _u : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; (*): momento perpendicular à borda calculado na face.						Média:	1,70	
						Desvio Padrão:	0,16	
						Coef. de Variação:	9,50	

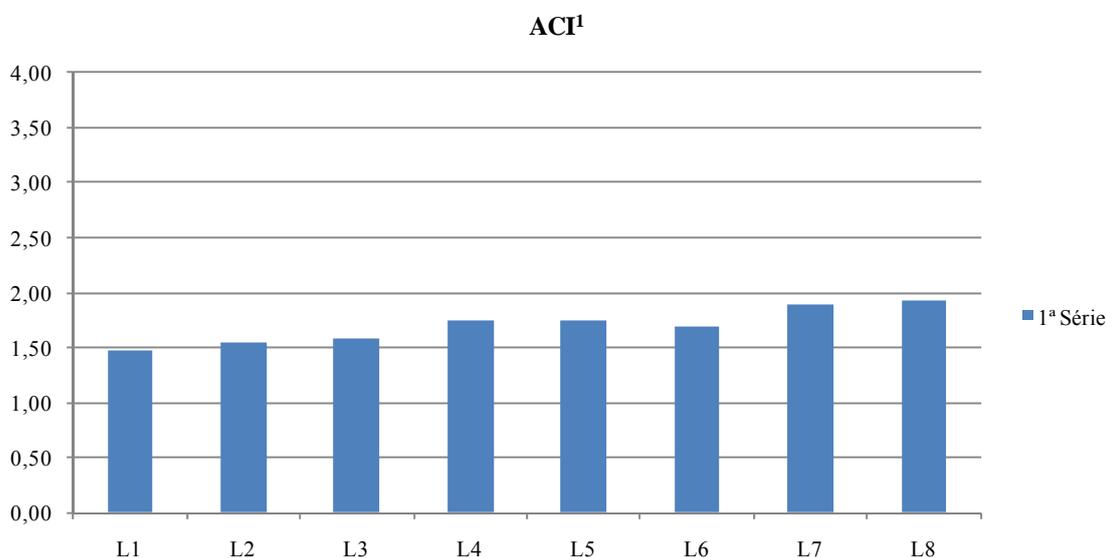


Figura 6.6 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n, pelo ACI¹ para os modelos da 1ª série.

Como pode ser facilmente percebido pelos dados acima o conservadorismo do ACI 318M-02 cai consideravelmente se passarmos a desconsiderar sua restrição quanto à eficácia dos efeitos de protensão em lajes lisas apoiadas em pilares de borda. Mesmo com as limitações dos valores quanto à resistência característica do concreto e compressão no plano, a média dos valores da relação v_u/v_n cai de 2,58 para 1,70, o que representa uma redução de 34% no conservadorismo, havendo sensível melhora nos indicadores de desvio padrão, com queda de 0,28 para 0,16; e coeficiente de variação, com queda de 10,68 para 9,50.

Isto indica que a restrição quanto à consideração dos efeitos de protensão no cálculo de ligações laje lisa protendida-pilar de borda é muito conservadora e que a sua não aplicação não implica em resultados contra a segurança, ao contrário, mantém ainda bom nível de conservadorismo.

A comparação entre os resultados de ensaios e as prescrições da norma americana sem a consideração de nenhuma de suas restrições é apresentada na Tabela 6.5 e na Figura 6.7.

Tabela 6.5 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI² para todos os modelos.

Modelo	P1/P2	V _p (kN)	V _c (kN)	V _u (kN)	M _{u1} ^(*) (kN.m)	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L01	0,5	14,04	292,6	126,0	56,27	4,32	3,63	1,19
L02	0,5	23,93	378,5	136,9	63,71	4,73	4,61	1,03
L03	4,0	17,37	350,3	255,8	50,88	4,66	3,56	1,31
L04	0,5	14,98	331,7	183,8	74,31	5,10	3,49	1,46
L05	4,0	15,25	305,6	211,0	52,33	5,19	3,79	1,37
L06	0,5	16,67	316,7	146,8	67,44	5,00	3,85	1,30
L07	4,0	20,57	352,5	210,5	52,77	5,74	4,76	1,21
L08	0,5	24,61	376,3	167,5	75,65	5,94	4,76	1,25
$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc}) \cdot b_0 d + V_p$ v _n : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v _u : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; (*) : momento perpendicular à borda calculado na face.						Média:	1,26	
						Desvio Padrão:	0,13	
						Coef. de Variação:	10,31	

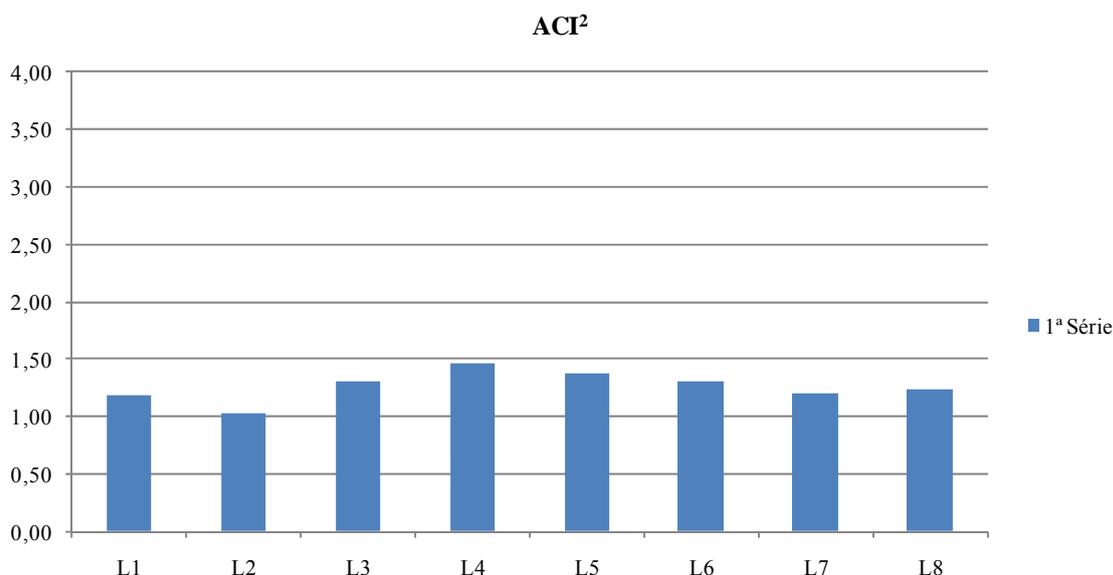


Figura 6.7 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n, pelo ACI² para os modelos da 1ª série.

Quando as lajes dos modelos são calculadas pelo ACI 318M-02 sem a consideração de nenhuma das três restrições, isto é, considerando os efeitos positivos da protensão e adotando os valores reais para a resistência característica do concreto e também da compressão no plano; é visível que seu conservadorismo cai drasticamente. A média dos valores da relação v_u/v_n cai de 2,58 para 1,26, o que representa uma redução de 51% no conservadorismo, havendo ainda mais sensível melhora no indicador de desvio padrão, com queda de 0,28 para 0,13; apenas o coeficiente de variação não teve desempenho melhor que na comparação anterior, apresentando queda de 10,68 para 10,31.

Esta análise indica que as restrições que a norma americana impõe para ligações em lajes lisas protendidas-pilar de borda aumentam seu conservadorismo. Se não fossem consideradas estas restrições seria possível economia no dimensionamento de estruturas, e ainda se manteria bom nível de segurança, levando-se em conta que todos os cálculos apresentados não usaram coeficientes de segurança.

6.3.2 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o EUROCODE 2:2001.

A norma européia, como já enunciado, traz formulação bastante distinta da empregada pela norma americana. Entre as principais características pode-se destacar a localização e formato do perímetro crítico de ruptura, que fica afastado a $2d$ dos lados da seção do pilar e mantém essa distância por meio de suavização dos ângulos internos com o uso de arcos de círculo de raio igual ao afastamento do perímetro, como visto no Capítulo 2.

Outra diferença entre as normas é que o EUROCODE 2:2001 não faz restrições quanto à eficiência da protensão em ligações laje lisa-pilar de borda e adota os valores reais de resistência à compressão do concreto, bem como compressão no plano devido à protensão, mas restringe o fator de forma k , que leva em conta a altura útil da laje – este fator é limitado ao valor 2,0, por segurança.

O EUROCODE 2:2001 para o caso de pilares de borda admite a possibilidade da redução do cone de ruptura quando houver excentricidade de carregamento em direção ao interior da laje

e não existir também excentricidade paralela à borda da ligação. No seu texto, essa norma não define outros critérios para situações em que se possa fazer a redução do perímetro, como explanando anteriormente. É preciso que se deixe claro que não há a imposição da redução do perímetro quando a situação de excentricidade de carregamento ocorrer apenas na direção do centro da laje, e sim, é aberta a possibilidade da sua redução, presumidamente, quando isto resultar em aumento do nível de segurança no dimensionamento dessas ligações.

O EUROCODE 2:2001 determina, para pilares próximos a furos ou bordas, o uso do perímetro crítico que puder ser traçado desde que não se conte com os trechos deste que coincidam com a borda da laje. Este perímetro de carregamento se encaixa na situação de ligações de borda com a presença de *overhang*, caso das lajes dos modelos L05 a L08. Para o caso das lajes dos modelos mencionados, o formato é apresentado na Figura 2.16 (a) e se assemelha ao perímetro crítico para pilares de borda, sendo este estendido até alcançar a borda da laje.

Foram feitas três comparações entre os resultados de ensaio e as previsões do EUROCODE 2:2001:

- a) Aplicação da norma europeia tal qual seu texto original, adotando a redução do perímetro crítico para os modelos L01 a L04 e estendido até a borda para os modelos L05 e L08. Esta comparação será apresentada com a nomenclatura EC2;
- b) Proposta de aplicação da norma europeia empregando o perímetro crítico reduzido para as lajes dos modelos L01 e L02, o perímetro crítico completo para os modelos L03 e L04 e o perímetro crítico estendido para as lajes dos modelos L05 a L08. Esta diferenciação nos perímetros críticos adotados para as lajes dos primeiros quatro modelos dessa série está baseada na distribuição dos esforços de torção na região do perímetro crítico e considerações a esse respeito já apresentadas no início do capítulo. Também é feita uma consideração quanto aos efeitos da protensão empregados nos cálculos. O EUROCODE 2:2001 leva em consideração na sua formulação a contribuição dos efeitos da compressão no plano gerada pela protensão. A comparação feita adiciona os efeitos da parcela vertical da protensão nos cálculos a fim de reduzir um pouco seu conservadorismo e contabilizar mais um efeito físico presente na ligação. Neste caso a norma europeia será referenciada como EC2¹;

c) Proposta de aplicação da norma europeia adotando o perímetro crítico reduzido apenas nos dois primeiros modelos, L01 e L02, e o perímetro crítico completo nos modelos L03 a L08. A redução do perímetro crítico nos dois primeiros modelos e a consideração do perímetro completo nos demais está relacionada não só às análises e considerações feitas anteriormente, como também às observações de ensaios, que mostraram que o perímetro crítico se assemelhou ao formato do perímetro crítico completo e não ao reduzido para as lajes dos modelos L03 e L04 e estendido para L05 a L08, como preconiza a norma europeia. Em todos os modelos foram contabilizados os efeitos das componentes verticais da protensão. Neste caso a norma europeia será referenciada como EC2².

Na Tabela 6.6 e na Figura 6.8 são apresentados os resultados da comparação entre os ensaios e o texto original da norma europeia com a utilização do perímetro crítico reduzido (EC2), na Tabela 6.7 e na Figura 6.9 é apresentada a comparação com a adoção do perímetro crítico completo e a adição da contribuição da parcela vertical da protensão (EC2¹) e na Tabela 6.8 e na Figura 6.10 é apresentada a comparação com a adoção do perímetro crítico completo e a adição contribuição da parcela vertical da protensão (EC2²).

Tabela 6.6 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2 para os modelos da 1ª Série.

Modelo	P1/P2	σ_{cp} (kN)	V_{Rc} (MPa)	V_{Rc}^* (MPa)	V_E (kN)	β	M_E (kN.m)	V_E (MPa)	V_{Ru} (MPa)	V_E/V_{Ru}
L01	0,5	5,29	2,06	2,37	126,0	3,69	64,89	3,96	2,37	1,67
L02	0,5	5,77	2,12	2,44	136,9	3,79	73,52	4,31	2,44	1,77
L03	4,0	5,42	2,07	2,23	255,8	2,26	67,02	4,19	2,23	1,88
L04	0,5	5,23	2,06	2,20	183,8	3,30	86,75	4,34	2,20	1,97
L05	4,0	5,85	2,10	2,31	211,0	2,34	65,62	3,00	2,31	1,30
L06	0,5	6,08	2,13	2,34	146,8	3,26	77,80	2,85	2,34	1,22
L07	4,0	6,13	2,20	2,33	210,5	2,36	65,47	3,32	2,33	1,43
L08	0,5	5,92	2,17	2,30	167,5	3,25	87,27	3,39	2,30	1,47
$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$ $v_{R,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K \cdot (100\rho_1 fck)^{1/3} - 0,10\sigma_{cp}$ $v_{R,c} > 0,4 f_{ct,d} - 0,10 \sigma_{cp}$								Média:		1,59
v_{Rc}^* : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v_E : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.								Desvio Padrão:		0,28
								Coef. de Variação:		17,37

EC2

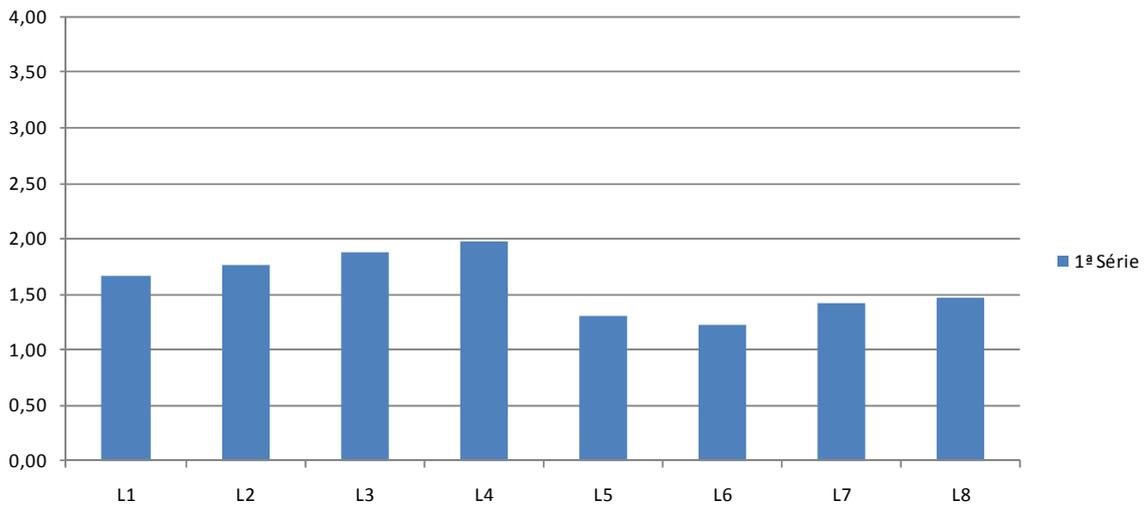


Figura 6.8 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_{Rc} , pelo EC2 para os modelos da 1ª série.

Tabela 6.7 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2¹ para os modelos da 1ª Série.

Modelo	P1/P2	V_{Rc} (MPa)	V_{Rc}^* (MPa)	V_P (MPa)	V_E (kN)	β	M_E (kN.m)	V_E (MPa)	V_{Ru} (MPa)	V_E / V_{Ru}
L01	0,5	2,06	2,37	0,09	126,0	3,69	64,89	3,76	2,46	1,61
L02	0,5	2,12	2,44	0,05	136,9	3,79	73,52	4,10	2,49	1,73
L03	4,0	2,07	2,23	0,07	255,8	2,26	67,02	4,02	2,30	1,75
L04	0,5	2,06	2,20	0,05	183,8	3,30	86,75	4,40	2,25	1,96
L05	4,0	2,10	2,31	0,07	211,0	2,34	65,62	3,00	2,38	1,26
L06	0,5	2,13	2,34	0,06	146,8	3,26	77,80	2,85	2,40	1,19
L07	4,0	2,20	2,33	0,06	210,5	2,36	65,47	3,32	2,39	1,39
L08	0,5	2,17	2,30	0,05	167,5	3,25	87,27	3,39	2,35	1,44
$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$ $v_{R,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K \cdot (100\rho_1 fck)^{1/3} - 0,10\sigma_{cp} \quad v_{R,c} > 0,4 f_{ct,d} - 0,10 \sigma_{cp}$								Média:	1,54	
v_{Rc}^* : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v_E : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; V_P : tensão devido à parcela vertical das forças de protensão.								Desvio Padrão:	0,27	
								Coef. de Variação:	17,29	

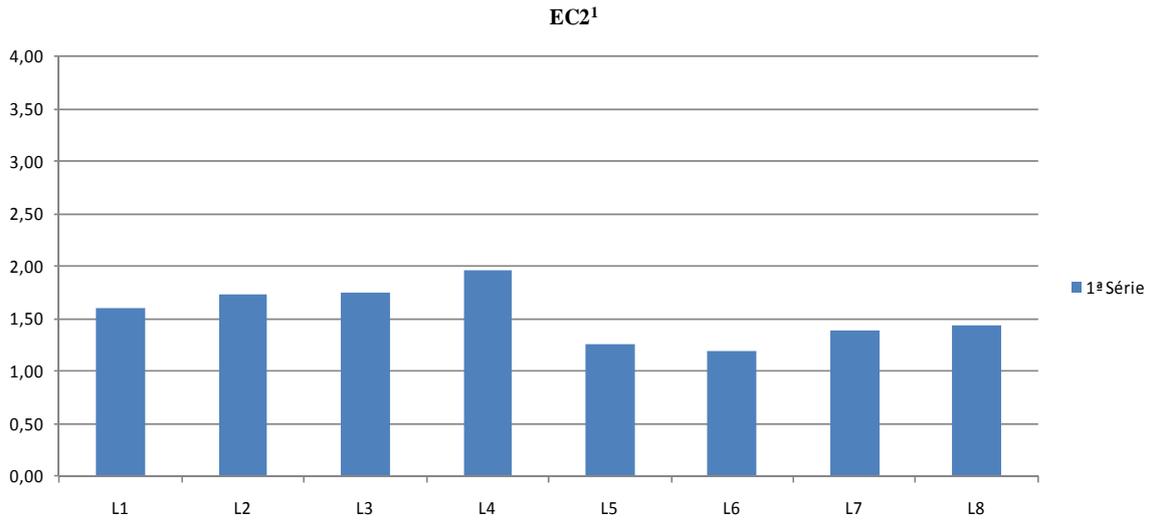


Figura 6.9 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_{Rc} , pelo EC2¹ para os modelos da 1ª série.

Tabela 6.8 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2² para os modelos da 1ª Série.

Modelo	P1/P2	V_{Rc} (MPa)	V_{Rc}^* (MPa)	V_p (MPa)	V_E (kN)	β	M_E (kN.m)	V_E (MPa)	V_{Ru} (MPa)	V_E/V_{Ru}
L01	0,5	2,06	2,37	0,09	126,0	3,25	64,89	3,96	2,46	1,61
L02	0,5	2,12	2,44	0,05	136,9	3,34	73,52	4,31	2,49	1,73
L03	4,0	2,07	2,23	0,07	255,8	2,26	67,02	4,02	2,30	1,75
L04	0,5	2,06	2,20	0,05	183,8	3,30	86,75	4,40	2,25	1,96
L05	4,0	2,10	2,31	0,07	211,0	2,63	65,62	4,46	2,38	1,87
L06	0,5	2,13	2,34	0,06	146,8	3,75	77,80	4,33	2,40	1,81
L07	4,0	2,20	2,33	0,06	210,5	2,68	65,47	5,04	2,39	2,11
L08	0,5	2,17	2,30	0,05	167,5	3,74	87,27	5,18	2,35	2,21
$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$ $v_{R,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K \cdot (100\rho_1 f_c k)^{1/3} - 0,10 \sigma_{cp}$ $v_{R,c} > 0,4 f_{ct,d} - 0,10 \sigma_{cp}$								Média:		1,88
v_{Rc}^* : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v_E : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; V_p : tensão devido à parcela vertical das forças de protensão.								Desvio Padrão:		0,20
								Coef. de Variação:		10,66

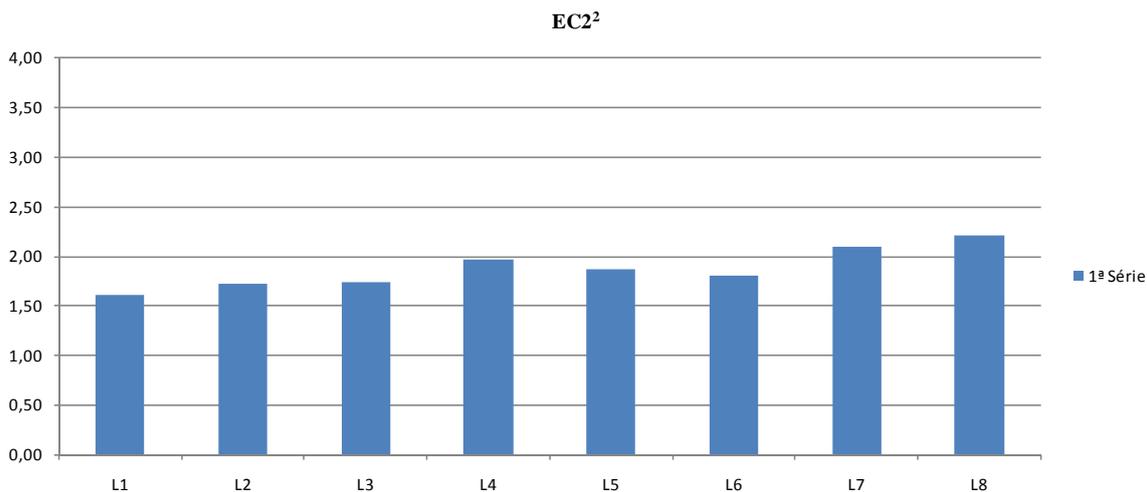


Figura 6.10 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_E , dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_{RC} , pelo $EC2^1$ para os modelos da 1ª série.

A primeira alteração empregada no EUROCODE 2:2001 (redução do perímetro crítico apenas nas lajes dos modelos L01 e L02 e adição da parcela vertical da força de protensão – $EC2^1$) reduziram o conservadorismo da norma europeia de 1,59 para 1,54 de média nos resultados, o que representa uma redução de aproximadamente 3,0%. Não houve uma melhora significativa nos outros indicadores, no caso do desvio padrão a queda foi de 0,28 para 0,27 e no caso do coeficiente de variação a queda foi de 17,37 para 17,29. Contudo, essas alterações se mostraram positivas, reduzindo um pouco conservadorismo da norma e, sendo de fácil aplicação, seriam desejadas em situações quotidianas.

O EUROCODE 2:2001 que traz, em bom termo, a possibilidade da redução do perímetro crítico e não a sua imposição ou desconsideração, poderia especificar em quais situações seria desejada a redução do perímetro crítico e em que situações essa redução levaria a resultados mais conservadores, como no caso de pilares mais retangulares com a maior dimensão perpendicular à borda da ligação, como pode ser visto nos resultados dos ensaios, bem como nas imagens e relatos de fissuração e ruptura.

A comparação $EC2^2$, que verificou o desempenho da norma europeia quando se adota perímetro crítico reduzido apenas nas lajes dos modelos L01 e L02 e perímetro crítico completo nas lajes dos modelos L03 a L08, aumentou o conservadorismo da norma, como seria de se esperar. A média dos resultados aumentou de 1,59 para 1,88, mas houve boa

redução nos indicadores de desvio padrão, que reduziu de 0,28 para 0,20 e de coeficiente de variação, que reduziu de 17,37 para 10,66.

O aumento no conservadorismo da média dos resultados foi de 18,3%. Mesmo tendo sentido contrário à redução do conservadorismo, esta modificação aproxima a formulação do fenômeno observado, o que do ponto de vista dessa análise reduz o empirismo da formulação, que pode, com mais resultados, procurar outras formas de redução de seu conservadorismo.

6.3.3 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas par a NBR 6118:2003.

A NBR 6118:2003 teve sua formulação baseada na norma européia, mas traz algumas particularidades. Essas diferenças entre a norma brasileira e a européia estão na determinação do perímetro crítico e nas conseqüências do tratamento dado a ele.

A norma brasileira, ao contrário da européia, determina a redução do perímetro crítico para casos de lajes lisas apoiadas em pilares de borda quando a excentricidade de carregamento estiver apenas na direção perpendicular à borda. Esta redução acentua a excentricidade do perímetro crítico, que é usada para reduzir o conservadorismo da norma, como será mostrado.

A NBR 6118:2003 adota um procedimento de redução da parcela que quantifica os esforços devidos à aplicação de momentos em pilares de borda. Esta diferença é baseada na excentricidade do perímetro. Mesmo quando adotado perímetro crítico completo para pilares de borda, seu centro de gravidade não coincide com o centro de gravidade do pilar no qual a laje se apóia.

Anteriormente foi comentado que, quando se considera o perímetro C', se admite que a parte da laje entre o perímetro crítico e o pilar permanece ligada a este mesmo depois da ruptura da laje. Isto faz com que a reação ao carregamento não se localize no centro de gravidade do pilar e sim no centro de gravidade do perímetro crítico. Como a norma brasileira adota o

centro do pilar como o ponto de referência para o cálculo do momento transferido para a ligação, tem-se dois momentos com sentidos opostos: o momento de carregamento e o momento devido à excentricidade da reação de apoio, uma vez que esta se localiza no centro de gravidade do perímetro crítico, como pode ser visto na Figura 6.11.

A NBR 6118:2003 determina que o momento aplicado na ligação seja igual ao momento de carregamento M_{sd} subtraído do momento devido à excentricidade do perímetro crítico reduzido em relação ao centro de gravidade do pilar, M_{sd}^* , como pode ser visto nas (6.2), (6.3) e (6.4), repetidas aqui para facilitar a leitura.

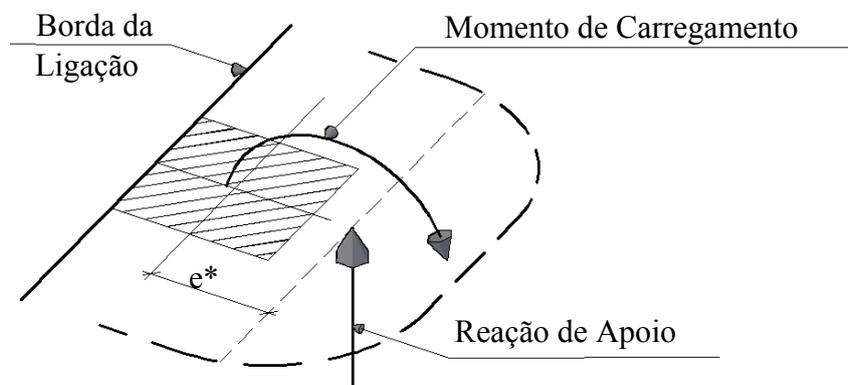


Figura 6.11 – Reação de Apoio e Momento de Carregamento em seus pontos de aplicação.

$$\tau_s = \frac{F_s}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{s1}}{W_{p1} \cdot d} \quad (6.2)$$

onde:

$$M_{s1} = (M_s - M_s^*) \geq 0 \quad (6.3)$$

$$M_s^* = F_s \cdot e^* \quad (6.4)$$

Esta operação reduz o conservadorismo da norma brasileira, pois diminui o momento aplicado na ligação e também implementa nos cálculos mais um efeito físico que ocorre no fenômeno da punção.

Muito embora a redução do momento seja baseada na excentricidade do perímetro crítico reduzido, os esforços do momento aplicado são distribuídos ao longo do perímetro crítico completo, enquanto os esforços gerados pelas forças verticais são distribuídos ao longo do perímetro crítico reduzido.

Como já comentado no início do capítulo e também quando foram discutidos os resultados obtidos pelo EUROCODE 2:2001, esta redução do perímetro crítico no cálculo dos esforços devido às forças verticais pode ser relacionada aos esforços de torção que ocorrem na borda da ligação e este efeito, por conseguinte, pode ser relacionado à relação C_1/d . A determinação da redução do perímetro crítico não se mostrou um efeito ocorrente nos casos das lajes dos modelos L03 e L04, que apresentaram cone de ruptura chegando à borda da ligação. No caso dos modelos cujas lajes possuíam *overhang*, que é uma situação não tratada na norma brasileira, os cones de ruptura também alcançaram a projeção do perímetro crítico completo.

São apresentadas três comparações entre os resultados de ensaios e as equações da NBR 6118:2003:

- a) Aplicação da norma brasileira em seu texto original, sem nenhuma alteração. O que significa que o perímetro crítico considerado para as lajes de todos os modelos da primeira série foi o reduzido, uma vez que existe essa determinação para pilares de borda e uma ausência de regulação da norma brasileira quanto a caso de pilares de extremidade com presença de *overhang*. Neste caso norma brasileira será referenciada simplesmente como NBR.
- b) Proposta de aplicação da norma brasileira em comparação com os resultados de ensaios adicionando a esta os efeitos da compressão no plano e considerando o perímetro crítico reduzido para as lajes dos modelos L01 e L02, e o perímetro crítico completo para os demais modelos, seguindo a análise dos ensaios feita no início do capítulo. Quando se referir a esta comparação a NBR 6118:2003 será chamada de NBR¹.

No caso de lajes lisas protendidas, a norma brasileira permite que sejam contabilizados os efeitos positivos da parcela vertical da protensão que existir dentro do perímetro especificado apresentado no Capítulo 2. Bem como quando foi tratado no EUROCODE 2:2001, que tem

em seus cálculos a consideração dos esforços no plano da laje devido à protensão e foi proposto que se fosse adicionada a parcela vertical da força de protensão tanto para a redução do conservadorismo, quanto para que as equações se aproximassem mais do fenômeno físico; no caso da NBR 6118:2003 é proposto que esta adicione em seus cálculos a parcela de compressão no plano devido aos esforços de protensão.

- c) Proposta de aplicação da norma brasileira baseada na adoção, pelo EUROCODE 2:2001, do perímetro crítico estendido para o caso de pilares próximos a aberturas ou pilares de extremidade. Nessa comparação foi empregado o perímetro crítico reduzido para as lajes dos modelos L01 e L02, perímetro crítico completo para as lajes dos modelos L03 e L04, e perímetro crítico estendido para as lajes dos modelos L05 a L08. Quando se referir a esta comparação a NBR 6118:2003 será chamada de NBR².

É importante esclarecer que, para uniformizar os termos da equação, ao se adotar o perímetro crítico estendido, todos os outros parâmetros relativos ao perímetro crítico também foram alterados, como W_{p1} , e excentricidade do perímetro crítico, que é usada para calcular o momento devido à excentricidade da reação. Assim, apenas nesse caso, a força vertical e o momento aplicado são calculados para o perímetro crítico estendido, sendo a redução do momento aplicado também em relação a este perímetro.

Nas Tabela 6.9, Tabela 6.10, Tabela 6.11 e nas Figura 6.12, Figura 6.13 e Figura 6.14 são apresentados os três casos de estudo da norma brasileira, respectivamente NBR, NBR¹ e NBR².

Tabela 6.9 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR para os modelos da 1ª Série.

Modelo	P1/P2	τ_p (MPa)	F _s (kN)	M _s (kN.m)	M _s * (kN.m)	M _{s1} (kN.m)	τ_s (MPa)	$\tau_{s,ef}$ (MPa)	τ_{R1} (MPa)	$\tau_{s,ef}$ / τ_{R1}
L01	0,5	0,10	126,0	64,89	20,85	44,04	3,08	2,99	1,41	2,11
L02	0,5	0,06	136,9	73,52	22,96	50,55	3,36	3,31	1,39	2,38
L03	4,0	0,08	255,8	67,02	43,09	23,93	3,07	2,99	1,41	2,12
L04	0,5	0,05	183,8	86,75	30,24	56,52	3,70	3,66	1,44	2,54
L05	4,0	0,07	211,0	65,62	35,08	30,54	3,31	3,24	1,39	2,32
L06	0,5	0,05	146,8	77,80	24,65	53,16	3,55	3,50	1,38	2,53
L07	4,0	0,07	210,5	65,47	33,12	32,34	3,82	3,75	1,54	2,44
L08	0,5	0,06	167,5	87,27	27,44	59,83	4,26	4,20	1,47	2,85
$\tau_{R1} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3}$ τ_{R1} : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; $\tau_{s,ef}$: tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva.									Média:	2,41
									Desvio Padrão:	0,24
									Coef. de Variação:	10,00

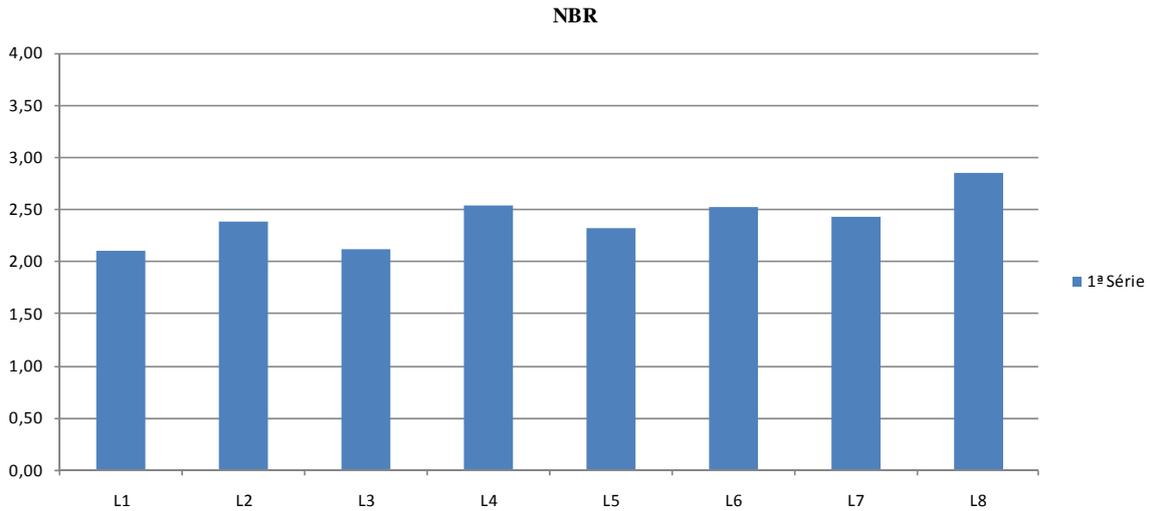


Figura 6.12 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR para os modelos da 1ª série.

Tabela 6.10 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR¹ para os modelos da 1ª Série.

Modelo	P1/P2	τ_p (MPa)	F _s (kN)	M _S (kN.m)	M _S * (kN.m)	M _{S1} (kN.m)	τ_S (MPa)	$\tau_{S,ef}$ (MPa)	τ_{R1} (MPa)	$\tau_{S,ef}$ / τ_{R1}
L01	0,5	0,10	126,0	64,89	20,85	44,04	3,08	2,99	1,94	1,54
L02	0,5	0,06	136,9	73,52	22,96	50,55	3,36	3,31	1,97	1,68
L03	4,0	0,08	255,8	67,02	43,09	23,93	2,46	2,39	1,95	1,22
L04	0,5	0,05	183,8	86,75	30,24	56,52	3,05	3,00	1,96	1,53
L05	4,0	0,07	211,0	65,62	35,08	30,54	2,98	2,91	1,98	1,47
L06	0,5	0,05	146,8	77,80	24,65	53,16	3,33	3,27	1,99	1,64
L07	4,0	0,07	210,5	65,47	33,12	32,34	3,44	3,37	2,15	1,57
L08	0,5	0,06	167,5	87,27	27,44	59,83	3,99	3,93	2,07	1,90
$\tau_{R1} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3}$ τ_{R1} : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; $\tau_{S,ef}$: tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva.								Média:	1,57	
								Desvio Padrão:	0,19	
								Coef. de Variação:	12,31	

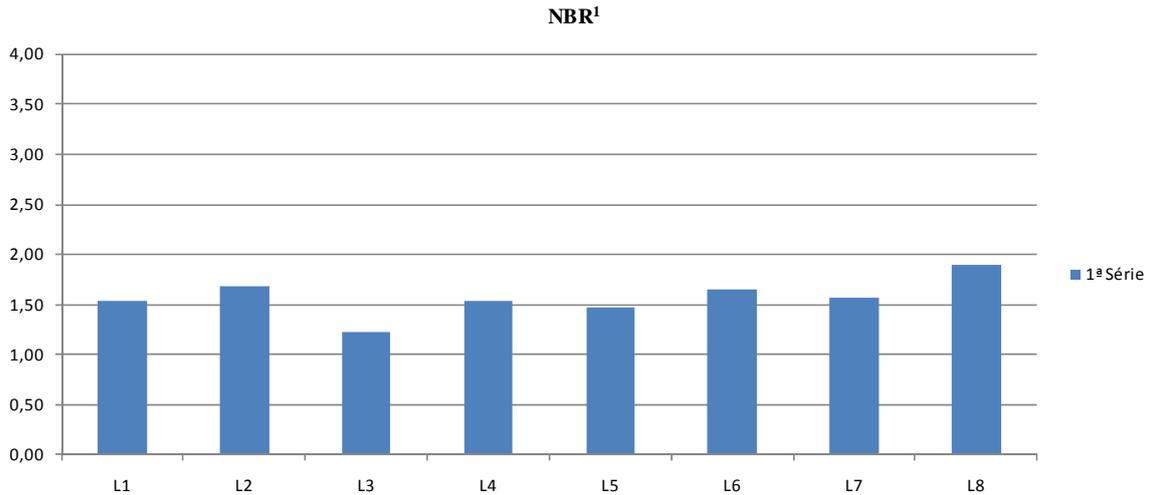


Figura 6.13 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR¹ para os modelos da 1ª série.

Tabela 6.11 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR² para os modelos da 1ª Série.

Modelo	P1/P2	τ_p (MPa)	F _s (kN)	M _S (kN.m)	M _S * (kN.m)	M _{S1} (kN.m)	τ_S (MPa)	$\tau_{S,ef}$ (MPa)	τ_{R1} (MPa)	$\tau_{S,ef} / \tau_{R1}$
L01	0,5	0,10	126,0	64,89	20,85	44,04	3,08	2,99	1,94	1,54
L02	0,5	0,06	136,9	73,52	22,96	50,55	3,36	3,31	1,97	1,68
L03	4,0	0,08	255,8	67,02	43,09	23,93	2,46	2,39	1,95	1,22
L04	0,5	0,05	183,8	86,75	30,24	56,52	3,05	3,00	1,96	1,53
L05	4,0	0,07	211,0	65,62	8,08	57,54	2,08	2,01	1,98	1,02
L06	0,5	0,05	146,8	77,80	5,68	72,13	2,23	2,17	1,99	1,09
L07	4,0	0,07	210,5	65,47	6,39	59,08	2,35	2,28	2,15	1,06
L08	0,5	0,06	167,5	87,27	5,99	81,28	2,65	2,59	2,07	1,26
$\tau_{R1} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3}$									Média:	1,31
τ_{R1} : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; $\tau_{S,ef}$: tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva.									Desvio Padrão:	0,26
									Coef. de Variação:	19,58

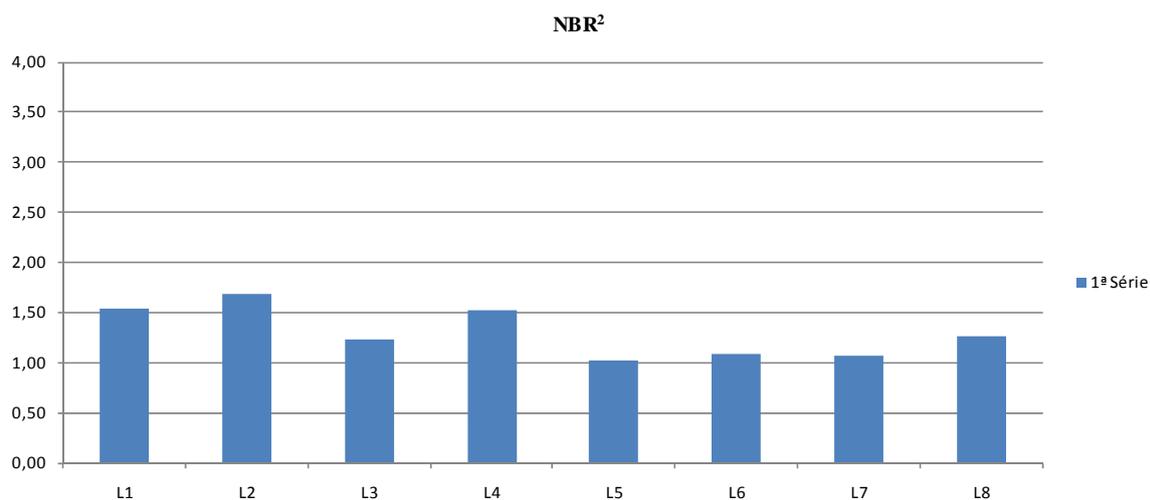


Figura 6.14 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, $\tau_{S,ef}$, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1} , pela NBR^2 para os modelos da 1ª série.

Os resultados apresentados pelo texto original da NBR 6118:2003 se mostraram bastante conservadores, com média dos resultados igual a 2,41, com desvio padrão de 0,24 e coeficiente de variação de 10,00. A primeira alteração proposta, NBR^1 , reduziu esta média para 1,57 e também reduziu o desvio padrão dos resultados para 0,19, apenas o coeficiente de variação foi aumentado para 12,31.

Esta alteração, que está mais adequada às observações e análises dos ensaios quanto à formação do cone de ruptura, além de incorporar os efeitos da compressão no plano proporcionada pela protensão, significa uma redução de 35,0% na média do desempenho da norma em relação aos experimentos realizados na primeira série de ensaios, o que vem a ser uma melhora significativa em direção à aproximação entre formulação e modelos físicos.

A segunda alteração proposta para a NBR, NBR^2 , difere da primeira apenas para o caso dos modelos com *overhang*, que receberam tratamento diferenciado quanto ao perímetro crítico, como já comentado. Esta modificação reduziu a média total dos resultados para 1,31, com desvio padrão de 0,25 e coeficiente de variação de 19,35, o que representa uma redução de 46,1% na média do desempenho da norma em relação aos ensaios realizados.

Analisando apenas os dados para essas lajes com *overhang*, os resultados para o texto original da NBR 6118:2003 para essas lajes foram os maiores e grandes responsáveis pelo elevado

grau de conservadorismo apresentado. A média dos resultados apenas para lajes com *overhang*, segundo o texto original, na primeira comparação, foi de 2,53, com desvio padrão de 0,23 e coeficiente de variação de 11,11. Na terceira comparação, quando adotado o perímetro crítico estendido e a redução do momento devido à excentricidade deste perímetro, a média dos resultados cai para 1,11, com redução também dos outros indicadores, caindo para 0,10 para o desvio padrão e para 10,58 o coeficiente de variação.

Este resultado para lajes com *overhang* não pode ser visto como totalmente positivo sem que se façam algumas considerações. Dentre os resultados, um ficou bastante próximo da unidade. O resultado igual a 1,02 para o modelo L05 vem a ser bastante próximo de 1,0, ou seja, muito próximo de ser contra a segurança. Lembrando-se que estes cálculos foram realizados sem a presença de coeficientes de segurança, poder-se-ia argumentar que estes realmente cumpririam seu papel, ficando totalmente responsáveis pela segurança da ligação. Contudo, considerando que os modelos foram executados e ensaiados em ambiente de laboratório, portanto bastante controlado, e considerando também que o fenômeno da punção não é completamente compreendido, sendo ainda tratado com bastante empirismo por todas as normas analisadas, é preciso que se tenha bastante cautela ao se adotar este procedimento, pois, em casos de maior excentricidade ou diferentes relações C_1/d , pode-se obter resultados contra a segurança. Considerando que projetistas não tem muitos resultados disponíveis para balizar suas ações, esta alteração, ou prática deve ser muito bem analisada principalmente no caso de a segurança da estrutura depender da integridade de ligações semelhantes ou da possibilidade de colapso progressivo.

6.3.4 – Comparação entre as normas e propostas analisadas para os modelos da 1ª Série.

Quando comparadas com seus textos originais a norma mais conservadora foi o ACI 318M-02. O seu grande conservadorismo, média dos resultados de 2,58, certamente se deve ao fato de a norma americana desconsiderar os efeitos positivos da protensão em conexões laje lisa protendida-pilar de borda, determinando que o cálculo seja realizado como se a laje fosse em concreto armado em nome da segurança, por ausência de comprovação dos efeitos benéficos

da protensão em regiões próximas à borda da laje. O ACI 318M-02 foi a norma mais conservadora para todas as lajes dos modelos da primeira série.

A NBR 6118:2003 se mostrou também bastante conservadora em seu texto original, com média dos resultados igual a 2,41. O conservadorismo da norma brasileira certamente se deu por determinar a redução do perímetro crítico em ligações laje-pilar de borda e da ausência de orientação quanto a ligações com a presença de *overhang*, o que leva o leitor a empregar o perímetro crítico reduzido também nestes casos.

O EUROCODE 2:2001 foi a norma que apresentou os melhores resultados quando utilizado seu texto original, com média de resultados de 1,59. O bom desempenho da norma europeia vem do fato de esta não determinar a redução do perímetro crítico, e apenas oferecer a possibilidade da redução, bem como contemplar o caso de ligações laje-pilar com presença de *overhang*. Deve-se ressaltar que a média apresentada pelo EUROCODE 2:2001 se encontra em bom nível de segurança, uma vez que o fenômeno não está plenamente esclarecido e se trata da possibilidade de uma ruptura frágil, portanto, sem aviso, que deve ser evitada a todo custo.

A seguir, na Tabela 6.12 e na Figura 6.15, é apresentada a comparação entre as normas analisadas e as alterações sugeridas para cada uma delas.

Tabela 6.12 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 1ª série de ensaios.

Normas e Propostas	Modelos da 1ª Série de Ensaios								
	L01	L02	L03	L04	L05	L06	L07	L08	Média
ACI	2,19	2,40	2,36	2,58	2,63	2,54	2,91	3,01	2,58
ACI¹	1,47	1,55	1,58	1,74	1,76	1,69	1,89	1,93	1,70
ACI²	1,19	1,03	1,31	1,46	1,37	1,30	1,21	1,25	1,26
EC2	1,67	1,77	1,88	1,97	1,30	1,22	1,43	1,47	1,59
EC2¹	1,61	1,73	1,75	1,96	1,26	1,19	1,39	1,44	1,54
EC2²	1,61	1,73	1,75	1,96	1,87	1,81	2,11	2,21	1,88
NBR	2,11	2,38	2,12	2,54	2,32	2,53	2,44	2,85	2,41
NBR¹	1,54	1,68	1,22	1,53	1,47	1,64	1,57	1,90	1,57
NBR²	1,54	1,68	1,22	1,53	1,02	1,09	1,06	1,26	1,31

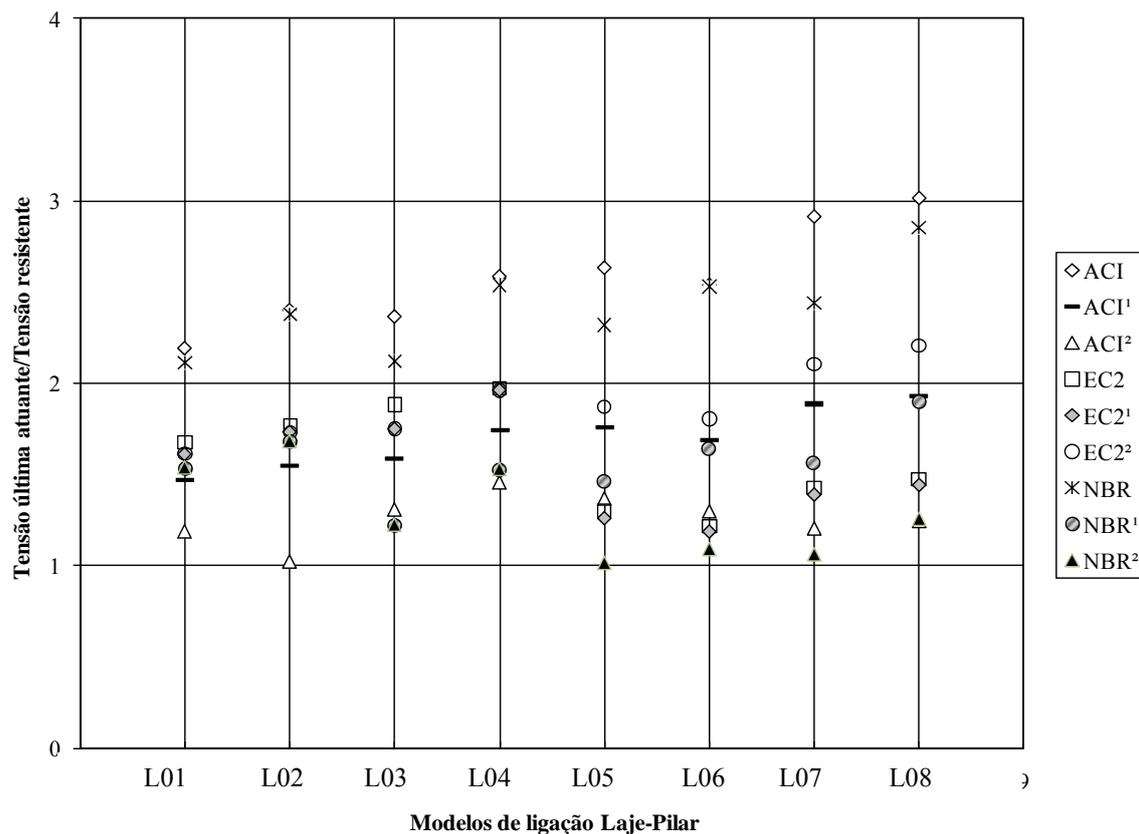


Figura 6.15 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 1ª série de ensaios.

Os menores valores para a relação tensão última atuante/tensão resistente para as duas primeiras lajes, L01 e L02, foram encontrados na proposta ACI², que contabiliza os efeitos benéficos da protensão sem levar em conta as outras restrições para a resistência do concreto nem para a compressão no plano impostas pela norma americana.

Para os modelos com maior relação C_1/d , L03 e L04, a proposta que teve o melhor desempenho foi a NBR¹, que se utilizou do perímetro crítico completo e trás o efeito positivo da redução do momento devido à excentricidade da reação, localizada no centro de gravidade do perímetro crítico. Esse melhor resultado dentre todas as normas e propostas apresentadas mostra que esses critérios combinados são realmente desejáveis de sejam implementados, além de corresponderem mais às observações e análises.

Para os modelos L05 a L08, que possuíam *overhang*, houve uma notável divisão entre os que tiveram cabos mais afastados, L05 e L06 e os que tiveram cabos mais próximos L07 e L08. Para os dois primeiros, L05 e L06 a proposta que mais se aproximou dos ensaios foi a EC2¹ e

para os modelos L07 e L08 a que apresentou melhores resultados foi o ACI². Essa alternância entre as normas pode ser creditada ao fato de a norma européia, mesmo somando a parcela vertical da protensão, não contabiliza bem esta contribuição quando esta está concentrada na região do pilar, o que aumenta a capacidade de carga da ligação. O ACI² apresentou para estes modelos valores médios menores, 1,28, contra 1,32 do EC2¹ com menor desvio de resultados, apenas 0,07, contra 0,12 do EC2¹, demonstrando que foi mais eficiente e menos suscetível à variação na localização dos cabos de protensão na direção perpendicular à borda da ligação. É importante lembrar que a formulação do EUROCODE 2:2001, na qual se baseia a proposta EC2¹ é retrata melhor o fenômeno da punção no que diz respeito à localização e formação de cone de ruptura.

6.4 – 2ª SÉRIE – MODELOS COM CARREGAMENTO DAS LAJES COM EXCENTRICIDADE EM DUAS DIREÇÕES ORTOGONAIS À BORDA.

Nas lajes dos modelos de ligação laje-pilar da segunda série foi observado que os cones de ruptura alcançaram a borda da ligação. Esta observação não discorda do afirmado para a primeira série com relação aos efeitos de torção e redução do cone de ruptura para determinação da excentricidade do perímetro crítico. Ocorre que, como foram impostas excentricidades nas duas direções ortogonais, a torção e seus efeitos não se localizaram mais na mesma região das lajes dos modelos da primeira série.

Como comentado quando da análise dos resultados no Capítulo 5, foram observadas fissuras que se originavam na aresta interna do lado do ponto de carga P1_D (carga aplicada do lado direito – sempre maior que P1_E) e seguiam em direção à borda da ligação sob um ângulo aproximado de 45°, exatamente como na primeira série; porém, essa fissura não tinha sua correspondente simétrica como nos oito primeiros modelos ensaiados. Observou-se, em vez dessas fissuras simétricas, o surgimento de uma fissura que se originava próximo ao ponto médio da aresta entre a face interna do pilar e a laje e se desenvolvia em direção ao lado oposto à borda da ligação sob um ângulo aproximado médio de 50° com a borda da ligação. Essa fissura, que ocorreu nas lajes de todos os modelos, foi identificada como sendo uma

continuidade da fissura que se dirigia em direção à borda da ligação sob o ângulo de 45° do lado oposto do pilar.

O vetor excentricidade teve ângulo aproximado médio com o eixo perpendicular à borda da ligação de 51°. Tendo em mente que este vetor excentricidade resultante de carga possuía inclinações deferentes, entende-se que a variação entre os ângulos formados entre as fissuras surgidas na segunda série e a borda da ligação é grande, contudo, o ângulo entre o vetor excentricidade e essas fissuras teve média de 92°, com variação de 14° para mais ou para menos. Essa observação mostra que a torção, que no caso de transferência de momentos apenas na direção perpendicular se localizava na faixa do pilar seguindo uma direção paralela à borda, no caso de transferência de momentos nas direções perpendicular e paralela passa a atuar na direção dessas fissuras.

Relembrando o explanado para a primeira série, quando foi explicado que o coeficiente K , presente nas normas EUROCODE 2:2001 e NBR 6118:2003, é o fator que determina a quantidade de momento transferido à ligação por cisalhamento e que o seu complemento seria a parcela do momento transferida pelo esforço combinado de flexão e torção; foi explanado que o eixo onde essa transferência deve ocorrer é o eixo paralelo à borda da ligação que passa pelo centro de gravidade do perímetro crítico. Esta informação veio corroborar a análise apresentada para a distribuição dos esforços de torção, bem como suas conseqüências.

Para o caso da segunda série, o que se observou é que do lado do ponto de carga P_{1E} o eixo de distribuição dos esforços devidos aos momentos foi rotacionado e se localizou na região e direção das fissuras observadas.

Na Figura 6.16 são apresentados os mapas de fissuração e cones de ruptura das lajes da primeira série junto com seus respectivos carregamentos.

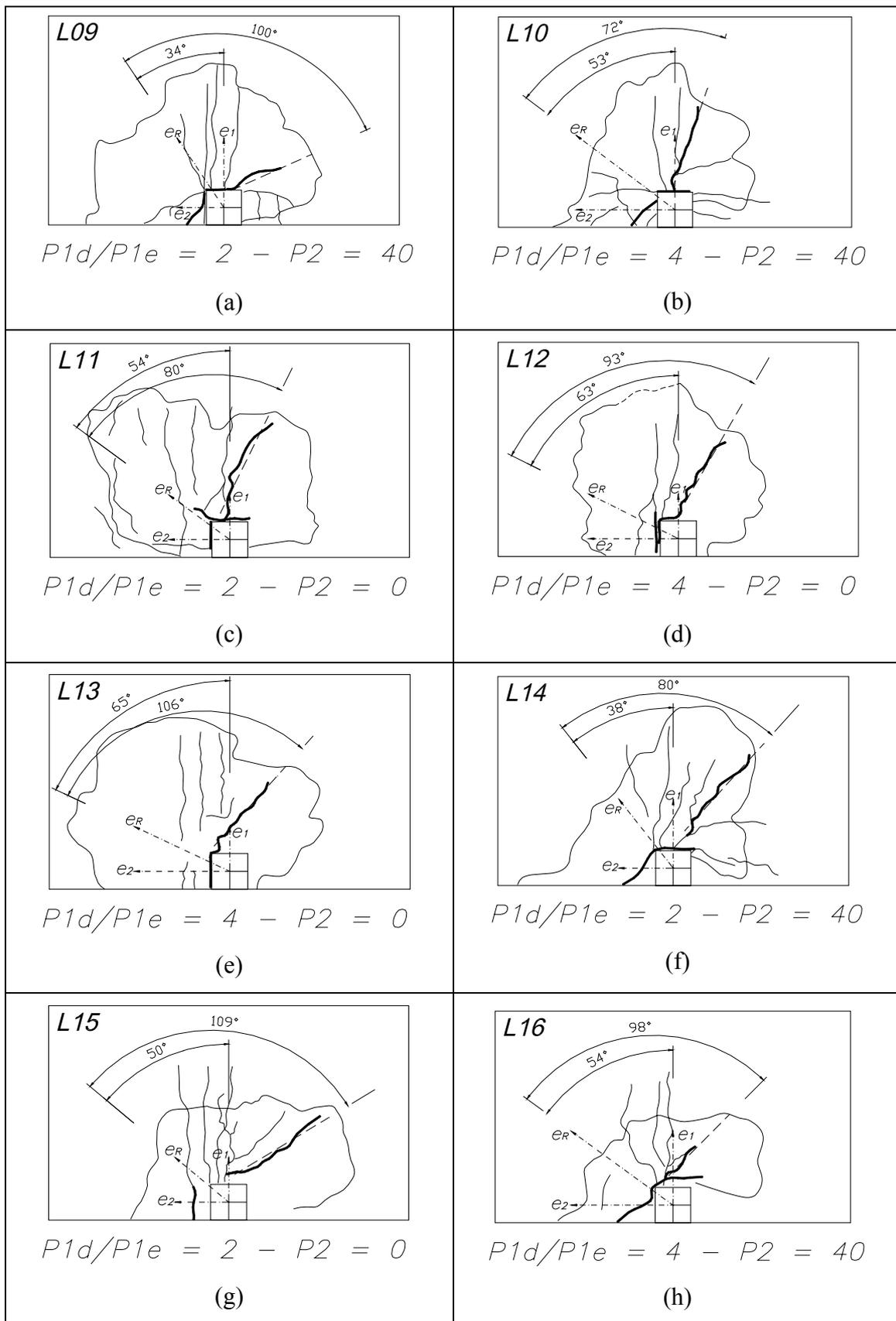


Figura 6.16 – Mapa de fissuração das lajes dos modelos da segunda série de ensaios.

Resgatando os dados de deformação das barras da armadura do pilar, constatou-se que apenas pequena parte do pilar se mantinha sob compressão, estando quase toda sua área experimentando esforços de tração na maior parte da duração dos ensaios; a Figura 2.4 (a) repete a Figura 5.5 e a Figura 2.4 (b) traz um prolongamento do que seria a linha limite máxima da área de compressão do pilar até o perímetro crítico reduzido.

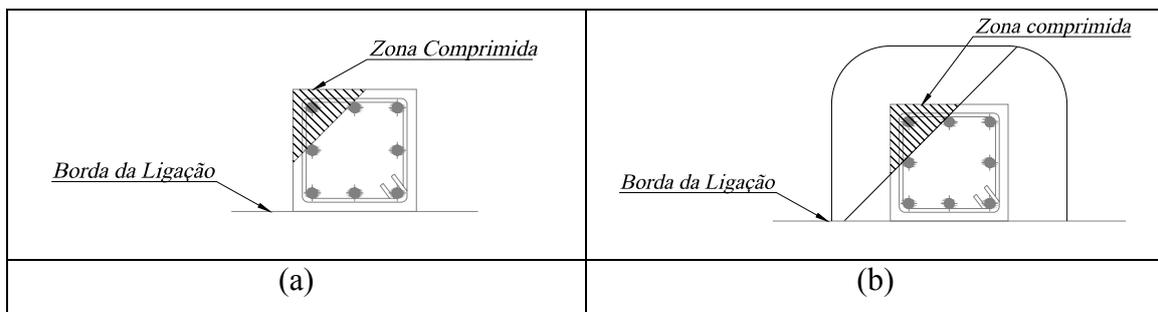


Figura 6.17– Zona comprimida dos pilares L13 e L14 e prolongamento da linha da zona comprimida até o perímetro crítico.

Percebe-se que a linha do prolongamento da zona comprimida tem o mesmo ponto de início, a mesma direção do ângulo aproximado que as fissuras observadas nos ensaios. Essa observação, junto com o explanado a cerca da transferência de momentos por cisalhamento e por flexão e torção, como também da distribuição dos efeitos de torção no caso de transferência de momentos apenas na direção perpendicular à borda da ligação, leva ao raciocínio de que o cone de ruptura, da mesma forma que no caso da primeira série, é penalizado por essa fissuração, e que poderia, também como no caso anterior, ser limitado por essa fissuração.

A partir da Equação (1.4), caso de pilar de borda com transferência de momentos nas duas direções ortogonais á borda da ligação, valendo-se da superposição dos efeitos e isolando os termos e seus perímetros correspondentes, pode-se construir os gráficos da Figura 6.18 com as distribuições de esforços para cada termo separadamente.

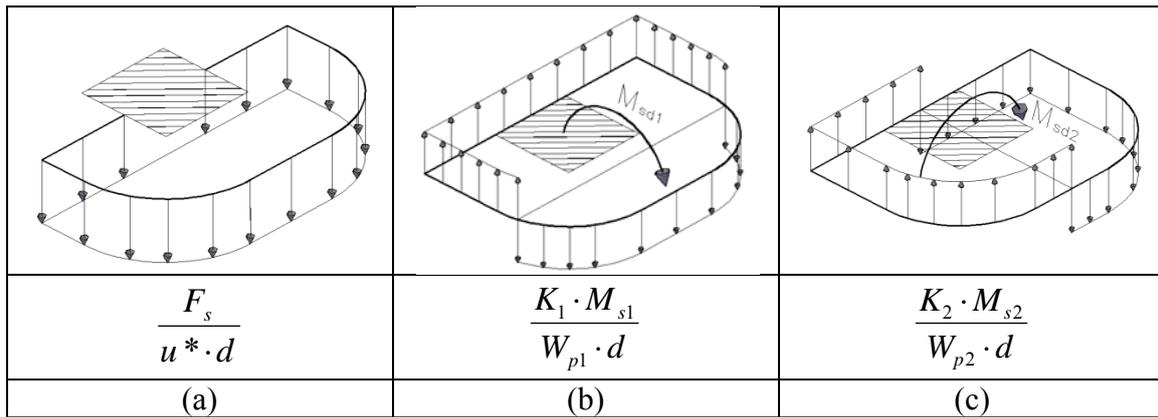


Figura 6.18 – Distribuição das tensões em perímetro crítico de pilar de borda submetido a excentricidade de carregamento nas duas direções pela NBR 6118:2003.

Somando-se as duas últimas parcelas, que são referentes à distribuição das tensões provenientes dos momentos fletores, foi constatado que quando a excentricidade foi maior na direção paralela à borda da ligação, o termo referente à terceira parcela, que apresenta a distribuição das tensões oriundas de M_{s2} , foi maior que o termo referente à segunda parcela, que apresenta a distribuição das tensões oriundas de M_{s1} .

Reunindo essas informações, percebe-se que, reduzidas às tensões pela soma das parcelas e com a localização e distribuição das tensões provenientes de esforços de torção mudando de região de atuação há uma condição propícia para a chegada do cone de ruptura até a borda da ligação.

Tendo em mente a excentricidade resultante de carregamento e analisando apenas a distribuição de tensões devido à transferência de momentos na direção paralela à borda da ligação causadas por M_{s2} , é possível se perceber pela fissuração que o cone de ruptura não chegaria à borda da ligação oposta ao sentido do vetor momento no caso de este ser provocado por carregamento; diferentemente do que se poderia esperar no caso de se aplicar na ligação um momento por meio de um eixo físico passando no plano médio da laje na direção do eixo do pilar, portanto, perpendicular à borda da ligação, que provavelmente provocaria cone de ruptura semelhante ao da Figura 6.18 (c).

A instrumentação colocada nas barras da armadura do pilar, que mostrara que grande parte da seção deste está sob tração na maior parte da duração dos ensaios, corrobora com o explanado e sugere uma excentricidade do perímetro crítico também na direção paralela à borda da ligação.

No cálculo do segundo termo da equação da tensão atuante quando há transferência de momentos nas duas direções a NRB 6118:2003 faz uma redução do momento aplicado na ligação baseada na excentricidade do perímetro crítico reduzido na direção perpendicular à borda. Porém a distribuição das tensões causadas pelo momento nesta direção é feita no perímetro crítico inteiro, sem reduções, como já explanado.

6.4.1 – Proposta de modificação na consideração do perímetro crítico adotado pela NBR 6118 em casos de transferência de momentos em duas direções.

Com base no prolongamento da linha limítrofe da zona comprimida e sabendo que é nesta região e direção que surgiram fissuras identificadas como sendo originadas por esforços combinados de flexão e torção, propõe-se a redução do momento aplicado na ligação através da redução do perímetro crítico na direção paralela à borda da ligação. Esta redução do perímetro crítico se daria, como no caso do segundo termo da equação da tensão atuante, apenas para o cálculo da excentricidade de carga devido à redução do perímetro crítico nesta direção e, conseqüentemente, para que com isso seja calculado um momento de excentricidade de carga com sentido contrário ao momento de carga, a fim de que este reduza o momento aplicado nesta direção na ligação. Também com base no já apresentado, propõe-se a adoção perímetro crítico completo para o caso de transferência de momentos em duas direções, visto que a limitação do cone não ocorre na prática devido à mudança de local de distribuição dos esforços combinados de flexão e torção. A equação proposta é apresentada na Equação (6.5).

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{sd2}}{W_{p2} \cdot d} \quad (6.5)$$

onde:

$$M_{sd1} = (M_{sd1'} - M_{sd1}^*) \geq 0 \quad (6.6)$$

$$M_{sd1}^* = F_{sd} \cdot e_1^* \quad (6.7)$$

e

$$M_{sd2} = (M_{sd2'} - M_{sd2}^*) \geq 0 \quad (6.8)$$

$$M_{sd2}^* = F_{sd} \cdot e_2^* \quad (6.9)$$

onde:

$M_{sd1,2}$: momentos de cálculo nos planos perpendicular e paralelo à borda livre (por qualquer método);
 $M_{sd1,2}^*$: momentos de cálculo resultantes das excentricidades do perímetro crítico reduzido u^* tomados separadamente para cada uma das direções (ver Figura 2.6 (b) e (c)) em relação ao centro do pilar;
 u : perímetros críticos reduzidos tomados para cada direção como apresentado na Figura 2.8(b);

$e_{1,2}^*$: excentricidades do perímetro reduzido nas direções ortogonais.

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

W_{p2} é o módulo de resistência plástica na direção paralela à borda livre, calculado pelo perímetro u .

O coeficiente K_2 assume os valores estabelecidos para K , substituindo-se C_1/C_2 por $C_2/2C_1$.

No caso de excentricidade de carregamento apenas na direção perpendicular à borda da ligação, a redução do perímetro crítico para o cálculo do momento devido à excentricidade da reação, bem como a distribuição desses esforços no perímetro crítico completo, diminui o conservadorismo da norma brasileira, assim, este procedimento deveria ser mantido no segundo termo da equação do caso de transferência de momentos em duas direções. O perímetro crítico sugerido para ser adotado para essa redução no terceiro termo da Equação (6.5) é apresentado na Figura 6.19 (c).

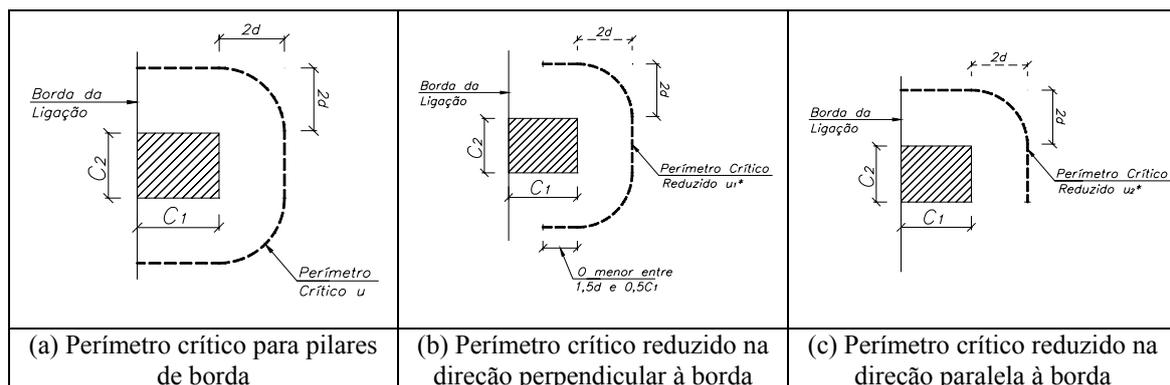


Figura 6.19 – Perímetro crítico e perímetros críticos reduzidos para pilares de borda.

A escolha deste perímetro está baseada nas fissuras observadas nos ensaios, que cruzava a projeção, e por vezes, o próprio cone de ruptura em pontos próximos ao escolhido. Outro motivo da sugestão deste perímetro reduzido para a redução do momento na direção paralela à borda da ligação é que este perímetro coincide com o perímetro completo para o caso de pilares de canto, para os quais já estão disponíveis todas as formulações necessárias para o cálculo, não exigindo maiores esforços em uma determinação do terceiro termo da proposta apresentada.

Vale reforçar que este perímetro reduzido só deve ser utilizado para o cálculo da excentricidade da reação ao carregamento, portanto, para a redução do momento aplicado na

direção paralela à borda da ligação, sendo, assim como ocorre com o momento perpendicular à borda da ligação, distribuído ao longo do perímetro crítico completo do pilar de borda.

Embora a alteração proposta mude apenas o valor de M_{sd2} , assumiu-se um perímetro crítico reduzido que não se altera com a variação da excentricidade resultante de carregamento. A fixação deste perímetro teve em foco a facilidade da aplicação, uma vez que todas as equações são fáceis de serem determinadas ou já estão apresentadas em outros trabalhos.

Contudo é preciso não esquecer que para pequenos deslocamentos do vetor resultante de carregamento na direção paralela à borda da ligação é bastante difícil admitir que a redução sugerida para o perímetro crítico no terceiro termo da equação da tensão atuante, proposta para o cálculo da redução do momento aplicado na ligação, realmente aconteça. Nesses casos, o ângulo entre a fissuração observada na segunda série de ensaios e a borda da ligação seria pequeno a ponto de não se justificar a redução do perímetro no ponto sugerido. Se fosse feita, a redução do momento paralelo à borda nesses casos, esta poderia gerar indevidas reduções do momento M_{sd2} , levando a valores finais de tensão atuantes menores do que quando não feita, simplesmente aplicando a equação da NBR 6118:2003; o que estaria contra a observação do fenômeno, como o é no caso extremo de não haver excentricidade na direção paralela à borda da ligação, além de poder levar a valores perigosamente próximos da relação unitária entre predições e experimentos ou mesmo valores contra a segurança da ligação.

Assim sendo, deve-se observar que a sugestão apresentada somente deve ser aplicada para casos onde o ângulo entre a excentricidade resultante de carregamento e o eixo perpendicular à borda da ligação passando pelo centro do pilar seja maior que 20° . Quando este ângulo assume este valor, ou menores, a fissuração esperada cruzaria o cone de ruptura idealizado pelo perímetro crítico aproximadamente no ponto médio do arco de raio $2d$ do lado oposto ao sentido de aplicação do momento paralelo à borda, o que sugere que a redução proposta seria demasiada grande, podendo não gerar valores de tensão atuante compatíveis com a realidade ou contra a segurança como comentado.

6.4.2 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o ACI 318M-02.

Foram realizadas três comparações entre os resultados de ensaios e a norma americana, utilizando as mesmas variantes empregadas na primeira série:

- a) Aplicação da norma considerando as suas restrições quanto à resistência a compressão do concreto (f'_c : resistência do concreto) e também quanto à eficácia da protensão, ou seja, as lajes dos modelos foram calculadas como sendo de concreto armado e não protendido. Neste caso a norma americana será chamada simplesmente de ACI;
- b) Proposta de aplicação da norma americana desconsiderando a restrição quanto à eficácia dos efeitos favoráveis da protensão, mantendo-se as limitações para as resistências à compressão do concreto e no plano, causadas pela protensão. Neste caso a norma americana também será referenciada como ACI¹;
- c) Proposta de aplicação da norma americana desconsiderando-se todas as restrições impostas pelo ACI 318M-02 para lajes lisas apoiadas em pilares de borda. As lajes dos modelos foram calculadas utilizando a formulação para concreto protendido, permitindo valores reais de ensaio para a resistência à compressão do concreto e compressão no plano da laje. Como na primeira série, nesta comparação a norma americana também será referenciada como ACI².

Nas Tabela 6.13, Tabela 6.14 e Tabela 6.15 e nas Figura 6.20, Figura 6.21 e Figura 6.22 são apresentados os resultados das três comparações analisadas.

Tabela 6.13 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI para os modelos da 2ª Série.

Modelo	P1 _D /P _E	P2	V _u (kN)	M _{u1} (*) (kN.m)	M _{u2} (kN.m)	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L09	2,0	40	151,8	51,13	40,38	6,22	1,97	3,15
L10	4,0	40	133,8	48,29	74,79	7,01	1,97	3,55
L11	2,0	---	169,5	32,67	57,29	5,83	1,97	2,96
L12	4,0	---	147,1	28,73	73,11	6,00	1,97	3,04
L13	4,0	---	141,3	27,47	74,61	5,57	1,97	2,82
L14	2,0	40	160,4	53,29	49,56	6,90	1,97	3,50
L15	2,0	---	177,1	34,16	52,60	6,01	1,97	3,05
L16	4,0	40	142,8	50,73	81,68	7,27	1,97	3,69
$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u2} \cdot c_{CB}}{J_{C2}}$							Média:	3,22
v _n : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v _u : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; (*): momento perpendicular à borda calculado na face.							Desvio Padrão:	0,32
							Coef. de Variação:	9,81

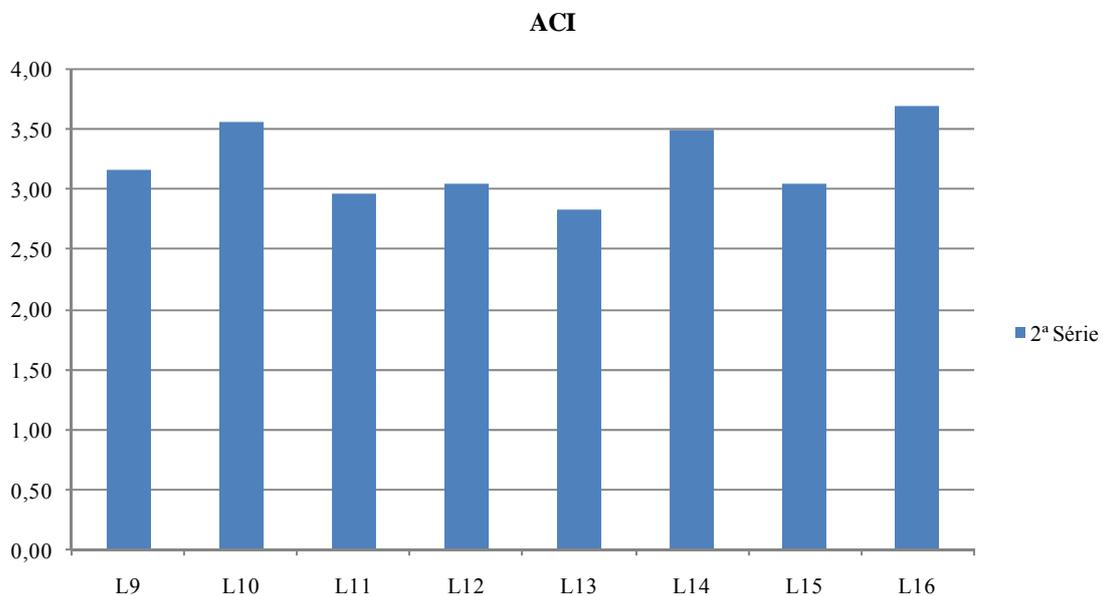


Figura 6.20 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n, pelo ACI para os modelos da 2ª série.

Tabela 6.14 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI¹ para os modelos da 2ª Série.

Modelo	P1 _D /P1 _E	P2	V _u (kN)	M _{u1} ^(*) (kN.m)	M _{u2} (kN.m)	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L09	2,0	40	151,8	51,13	40,38	6,22	3,05	2,04
L10	4,0	40	133,8	48,29	74,79	7,01	3,06	2,29
L11	2,0	---	169,5	32,67	57,29	5,83	3,07	1,90
L12	4,0	---	147,1	28,73	73,11	6,00	3,04	1,98
L13	4,0	---	141,3	27,47	74,61	5,57	3,07	1,81
L14	2,0	40	160,4	53,29	49,56	6,90	3,03	2,28
L15	2,0	---	177,1	34,16	52,60	6,01	3,05	1,97
L16	4,0	40	142,8	50,73	81,68	7,27	3,07	2,37
$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u2} \cdot c_{CB}}{J_{C2}}$							Média:	2,08
v _n : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v _u : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; (*) : momento perpendicular à borda calculado na face.							Desvio Padrão:	0,21
							Coef. de Variação:	9,88

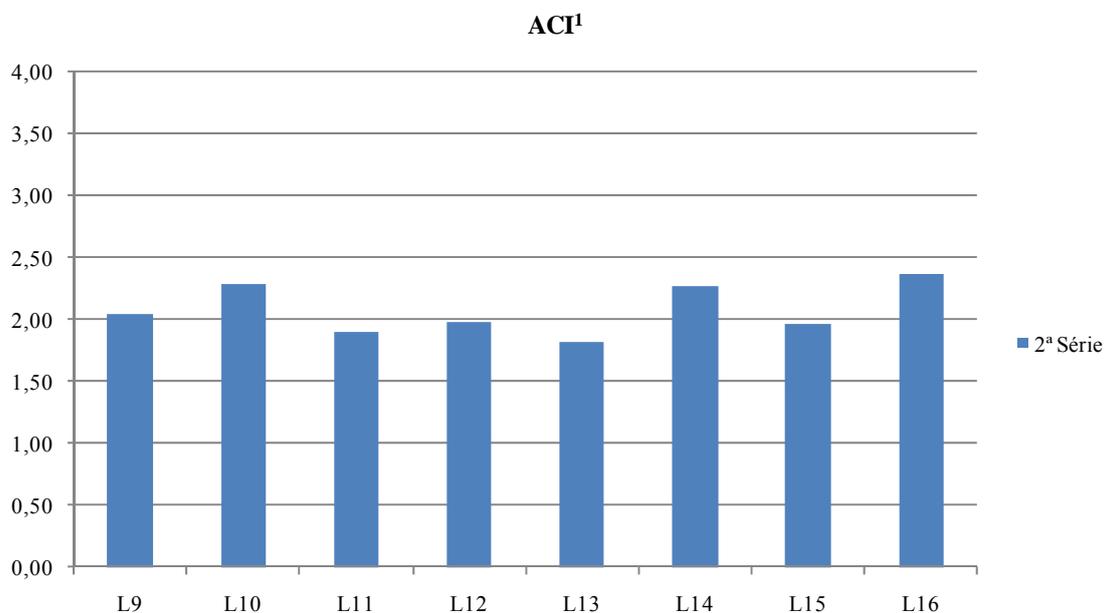


Figura 6.21 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n, pelo ACI para os modelos da 2ª série.

Tabela 6.15 – Cargas e tensões últimas de punção pelo ACI² para os modelos da 2ª Série.

Modelo	P1 _D /P1 _E	P2	V _u (kN)	M _{u1} (*) (kN.m)	M _{u2} (kN.m)	V _u (MPa)	V _n (MPa)	V _u /V _n
L09	2,0	40	151,8	51,13	40,38	6,22	4,52	1,38
L10	4,0	40	133,8	48,29	74,79	7,01	4,69	1,49
L11	2,0	---	169,5	32,67	57,29	5,83	4,61	1,26
L12	4,0	---	147,1	28,73	73,11	6,00	4,60	1,30
L13	4,0	---	141,3	27,47	74,61	5,57	4,55	1,22
L14	2,0	40	160,4	53,29	49,56	6,90	4,59	1,50
L15	2,0	---	177,1	34,16	52,60	6,01	4,61	1,30
L16	4,0	40	142,8	50,73	81,68	7,27	4,64	1,57
$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u2} \cdot c_{CB}}{J_{C2}}$							Média:	1,38
v _n : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v _u : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo; (*): momento perpendicular à borda calculado na face.							Desvio Padrão:	0,13
							Coef. de Variação:	9,19

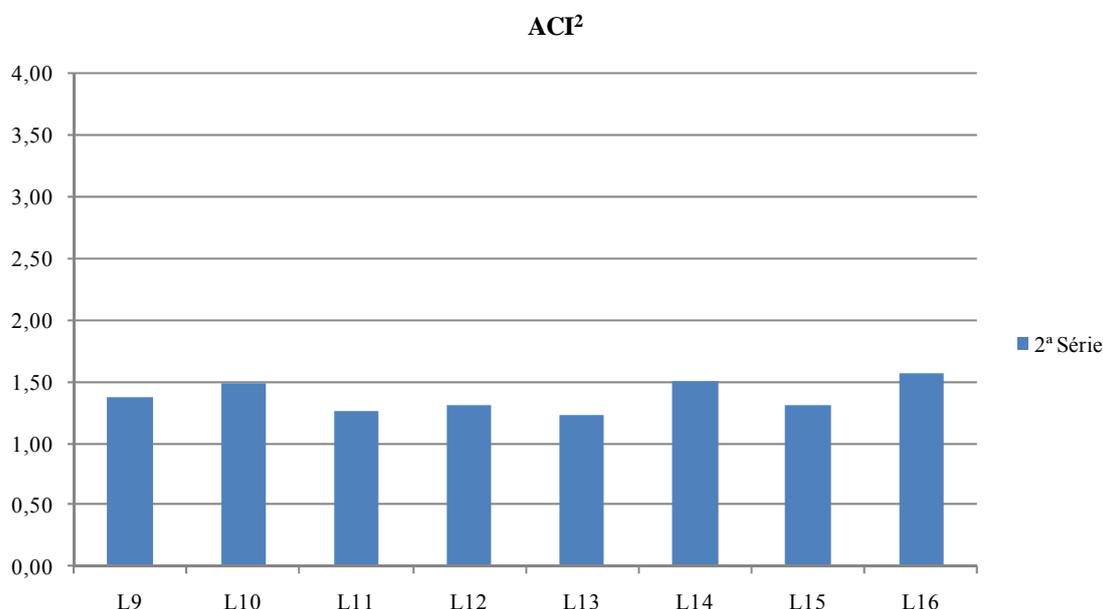


Figura 6.22 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_u, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_n, pelo ACI para os modelos da 2ª série.

Assim como aconteceu nas análises comparativas com a norma americana, a medida em que se foi eliminando as restrições impostas para o caso de lajes lisas protendidas apoiadas em pilares de borda o alto conservadorismo desta foi caindo até alcançar bom nível na terceira comparação, ACI².

Todos os indicadores caíram com as deconsiderações das restrições impostas pela norma americana. A média dos resultados caiu de 2,58 para o texto original (ACI) para 1,70 quando as lajes dos modelos foram calculadas já como protendidas, mas com limitações (ACI¹), e

para 1,38 para a terceira comparação (ACI²), quando todas as restrições foram desconsideradas. Os desvios padrões dos resultados caíram de 0,28 no ACI para 0,16 no ACI¹ e ainda para 0,13 no ACI². O coeficiente de variação reduziu de 10,68 no ACI para 9,50 no ACI¹ e subiu no ACI² para 10,31.

É importante destacar que apenas com a desconsideração das restrições impostas pela norma americana, sem nenhuma outra alteração empregada esta se mostrou bastante adaptada para o caso de pilares de borda com transferência de momentos nas duas direções. A média de 1,38, atingida pelo ACI², considerando também os outros indicadores estatísticos, é entendida como um bom resultado tanto em virtude da simplicidade de aplicação da norma, como está em um patamar considerado seguro quando se trata de uma ruptura brusca e de um fenômeno ainda não completamente entendido.

6.4.3 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições e propostas para o EUROCODE 2:2001.

Para a segunda série foram realizadas duas comparações entre os resultados de ensaios e a norma européia:

- a) Aplicação da norma européia utilizando seu texto sem alterações. Nesta comparação, assim como na primeira série, o EUROCODE 2:200 será referenciado simplesmente como EC2.
- b) Proposta de aplicação da norma européia adicionando a parcela vertical dos esforços de protensão, que, como já explanado, além de reduzir o conservadorismo, implementa nos cálculos mais um efeito presente na ligação. Outra modificação na norma européia utilizada na segunda série de ensaios foi a adoção do perímetro crítico completo, e não o reduzido. Esta alteração se baseia na não determinação do perímetro, mas sim na possibilidade de redução, presumidamente quando esta redução resultar em maior nível de segurança no dimensionamento, como anteriormente comentado. Neste caso a norma européia será referenciada como EC2¹.

Nas Tabela 6.16 e Tabela 6.17 e nas Figura 6.23 e Figura 6.24 são apresentados os resultados das comparações entre os ensaios e a norma europeia sem e com alterações.

Tabela 6.16 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2 para os modelos da 2ª Série.

Modelo	P1 _D /P1 _E	P2	σ _{cp} (kN)	V _{Rc} * (MPa)	V _E (kN)	β	M _{E1} (kN.m)	V _E (MPa)	V _{Ru} (MPa)	V _E / V _{Ru}
L09	2,0	40	5,29	2,37	151,8	1,94	60,42	3,05	2,10	1,45
L10	4,0	40	5,77	2,44	133,8	2,74	56,60	3,74	2,34	1,60
L11	2,0	---	5,42	2,23	169,5	2,11	42,38	3,54	2,13	1,67
L12	4,0	---	5,23	2,20	147,1	2,56	36,78	3,78	2,14	1,77
L13	4,0	---	5,85	2,31	141,3	2,60	35,33	3,46	2,21	1,56
L14	2,0	40	6,08	2,34	160,4	2,06	63,20	3,49	2,32	1,50
L15	2,0	---	6,13	2,33	177,1	2,02	44,28	3,65	2,26	1,61
L16	4,0	40	5,92	2,30	142,8	2,75	59,83	3,88	2,26	1,72
$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par}$									Média:	1,61
v _{Rc} *: tensão de cisalhamento resistente de cálculo; v _E : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.									Desvio Padrão:	0,11
									Coef. de Variação:	6,5

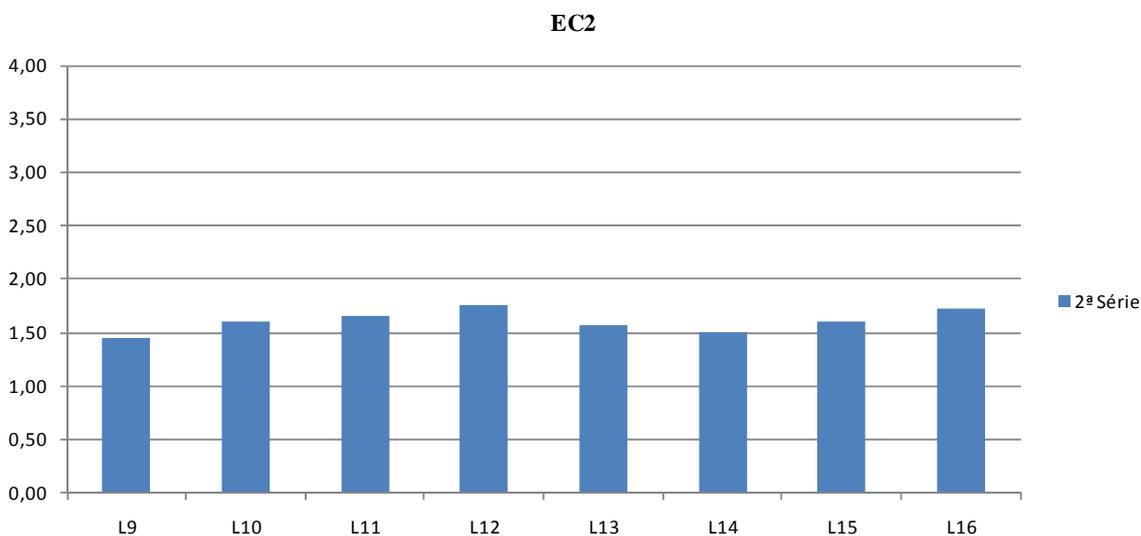


Figura 6.23 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_E, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_{Rc}, pelo EC2 para os modelos da 2ª série.

Tabela 6.17 – Cargas e tensões últimas de punção pelo EC2¹ para os modelos da 2ª Série.

Modelo	P1 _D /P1 _E	P2	σ _{cp} (kN)	V _{Rc} * (MPa)	V _E (kN)	β	M _{E1} (kN.m)	V _E (MPa)	V _{Ru} (MPa)	V _E / V _{Ru}
L09	2,0	40	5,29	2,37	151,8	1,94	60,42	2,54	2,17	1,17
L10	4,0	40	5,77	2,44	133,8	2,74	56,60	3,12	2,40	1,30
L11	2,0	---	5,42	2,23	169,5	2,11	42,38	2,96	2,18	1,36
L12	4,0	---	5,23	2,20	147,1	2,56	36,78	3,16	2,17	1,45
L13	4,0	---	5,85	2,31	141,3	2,60	35,33	2,90	2,28	1,28
L14	2,0	40	6,08	2,34	160,4	2,06	63,20	2,91	2,38	1,22
L15	2,0	---	6,13	2,33	177,1	2,02	44,28	3,04	2,32	1,31
L16	4,0	40	5,92	2,30	142,8	2,75	59,83	3,25	2,31	1,41
$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par}$ V _{Rc} *: tensão de cisalhamento resistente de cálculo; V _E : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.									Média:	1,31
									Desvio Padrão:	0,09
									Coef. de Variação:	7,1

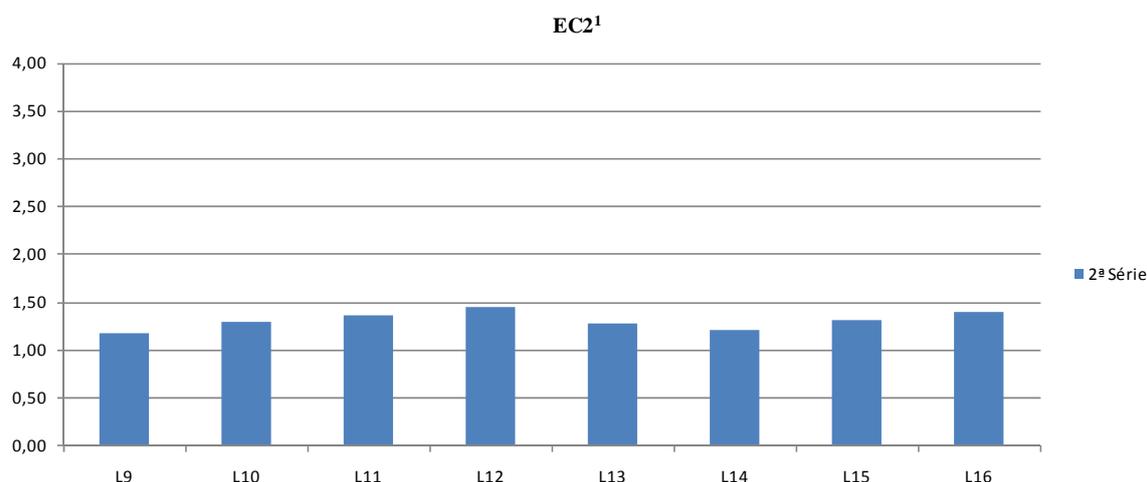


Figura 6.24 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, V_E, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, V_{Rc}, pelo EC2¹ para os modelos da 2ª série.

É importante lembrar que para o caso de transferência de momentos tanto na direção perpendicular quanto na direção paralela o EUROCODE 2:2001 trás uma formulação diferente para o coeficiente β. Esta formulação como visto leva em conta as excentricidades do carregamento nas duas direções, e isso certamente é fator determinante para que fossem alcançados os bons resultados apresentados pela norma europeia mesmo antes das alterações propostas.

A média dos resultados caiu de 1,61, no texto original da norma europeia para 1,31 com as modificações propostas (utilização do perímetro crítico completo e adição da parcela vertical das forças de protensão). O desvio padrão também caiu, de 0,11 para 0,09, porém o coeficiente de variação aumentou de 6,5 para 7,1.

Percebe-se que quando as alterações foram implementadas os resultados alcançados foram bastante melhores e se mantiveram em nível de segurança bastante desejável, demonstrando que esta norma, ainda mais com as modificações propostas está adaptada para a situação de pilares de borda com transferência de momentos em duas direções.

6.4.4 – Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições da NBR 6118:2003.

As comparações entre os resultados experimentais e a norma brasileira foram realizadas de duas maneiras:

- a) Aplicação da norma brasileira sem nenhuma alteração no seu texto original. Nesse caso a norma brasileira será referenciada como NBR.
- b) Proposta de aplicação da norma brasileira adotando a proposta apresentada no item 6.4.1 deste capítulo, quando foi tratada a necessidade de consideração de excentricidade de perímetro crítico reduzido não apenas na direção perpendicular, mas também na direção paralela à borda da ligação. Na segunda comparação o efeito benéfico da compressão no plano da laje, provocado pela protensão empregada, foi considerado, assim como também o foi nas análises da primeira série. Outra modificação na formulação da NBR 6118:2003 para esta segunda comparação foi a adoção do perímetro crítico completo para o cálculo das tensões devido à força vertical F_s , como explanado anteriormente. Nesse caso a norma brasileira será referenciada como NBR¹.

A fissuração recorrente identificada como tendo sido gerada pela transferência de momentos para ligação através de esforços de cisalhamento e também esforços combinados de flexão e

torção cruzou o cone de ruptura sempre próximo ao ponto definido como limite do perímetro crítico reduzido na direção paralela à borda da ligação. Pela proposta, este perímetro crítico reduzido deve ser empregado apenas para a redução do momento de carregamento na direção paralela à borda da ligação por conta da excentricidade da reação ao carregamento na mesma direção, devendo o momento resultante ser aplicado em todo o perímetro crítico, a exemplo do que é feito com o momento aplicado perpendicular à borda.

Nas Tabela 6.18 e Tabela 6.19 nas Figura 6.25 e Figura 6.26 são apresentados os resultados das comparações entre os ensaios e as duas comparações com a norma brasileira.

Tabela 6.18 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR para os modelos da 2ª Série.

Modelo	P1D/P1E	P2	F _s (kN)	M _{S1'} (kN.m)	M _{S1} * (kN.m)	M _{S1} (kN.m)	M _{S2} (kN.m)	τ _{S,ef} (MPa)	τ _{R1} (MPa)	τ _{S,ef} /τ _{R1}
L09	2,0	40	151,8	60,42	24,28	36,14	40,38	3,89	1,49	2,62
L10	4,0	40	133,8	56,60	21,57	35,02	74,79	4,20	1,48	2,83
L11	2,0	---	169,5	42,38	27,77	14,61	57,29	3,22	1,45	2,22
L12	4,0	---	147,1	36,78	23,91	12,87	73,11	3,27	1,46	2,24
L13	4,0	---	141,3	35,33	23,70	11,63	74,61	2,91	1,42	2,06
L14	2,0	40	160,4	63,20	25,45	37,75	49,56	4,31	1,51	2,86
L15	2,0	---	177,1	44,28	28,56	15,72	52,60	3,38	1,48	2,28
L16	4,0	40	142,8	59,83	23,40	36,44	81,68	4,31	1,45	2,97
$\tau_{R1} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3}$ $\tau_s = \frac{F_s}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{s1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{s2}}{W_{p2} \cdot d}$								Média:	2,51	
τ _{R1} : tensão de cisalhamento resistente de cálculo; τ _{S,ef} : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva.								Desvio Padrão:	0,35	
								Coef. de Variação:	7,17	

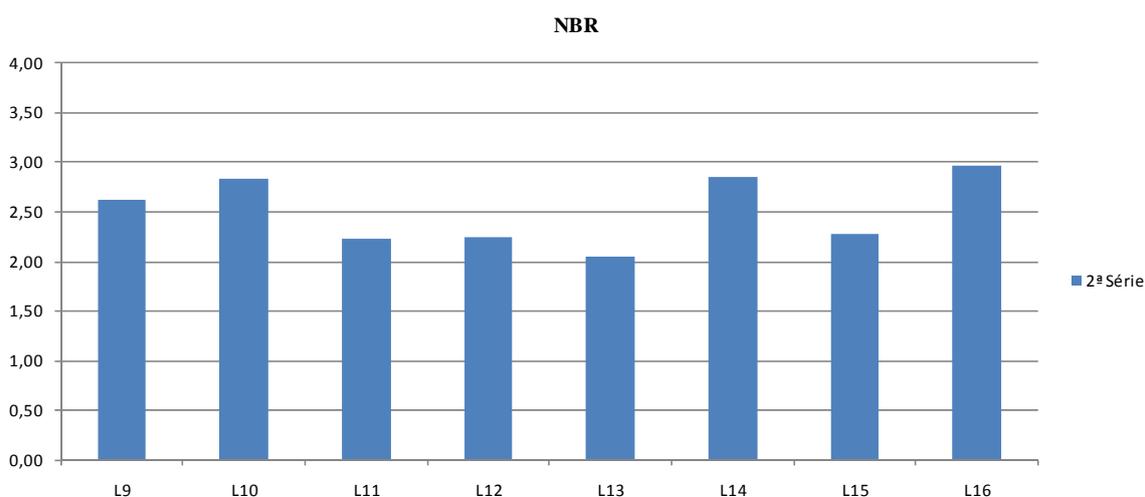


Figura 6.25 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, τ_{S,ef}, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1}, pela NBR para os modelos da 2ª série.

Tabela 6.19 – Cargas e tensões últimas de punção pela NBR¹ para os modelos da 2ª Série.

Modelo	P1D/P1E	P2	F _s (kN)	M _{s1'} (kN.m)	M _{s1} (kN.m)	M _{s2'} (kN.m)	M _{s2} (kN.m)	τ _{S,ef} (MPa)	τ _{R1} (MPa)	τ _{S,ef} /τ _{R1}
L09	2,0	40	151,8	60,42	36,14	40,38	13,24	3,14	2,04	1,54
L10	4,0	40	133,8	56,60	35,02	74,79	50,70	3,55	2,08	1,71
L11	2,0	---	169,5	42,38	14,61	57,29	26,32	2,42	2,02	1,20
L12	4,0	---	147,1	36,78	12,87	73,11	46,43	2,57	2,04	1,26
L13	4,0	---	141,3	35,33	11,63	74,61	48,23	2,28	1,96	1,16
L14	2,0	40	160,4	63,20	37,75	49,56	21,10	3,51	2,09	1,68
L15	2,0	---	177,1	44,28	15,72	52,60	20,71	2,52	2,06	1,22
L16	4,0	40	142,8	59,83	36,44	81,68	55,59	3,64	2,03	1,80
$\tau_{R1} = 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3}$ $\tau_s = \frac{F_s}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{s1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{s2}}{W_{p2} \cdot d}$								Média:	1,45	
$M_{s1} = (M_{s1'} - M_{s1}^*) \geq 0, \text{ com } M_{s1}^* = F_s \cdot e_1^*;$ $M_{s2} = (M_{s2'} - M_{s2}^*) \geq 0, \text{ com } M_{s2}^* = F_s \cdot e_2^*;$								Desvio Padrão:	0,26	
$\tau_{R1} : \text{tensão de cisalhamento resistente de cálculo};$ $\tau_{S,ef} : \text{tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva.}$								Coef. de Variação:	5,52	

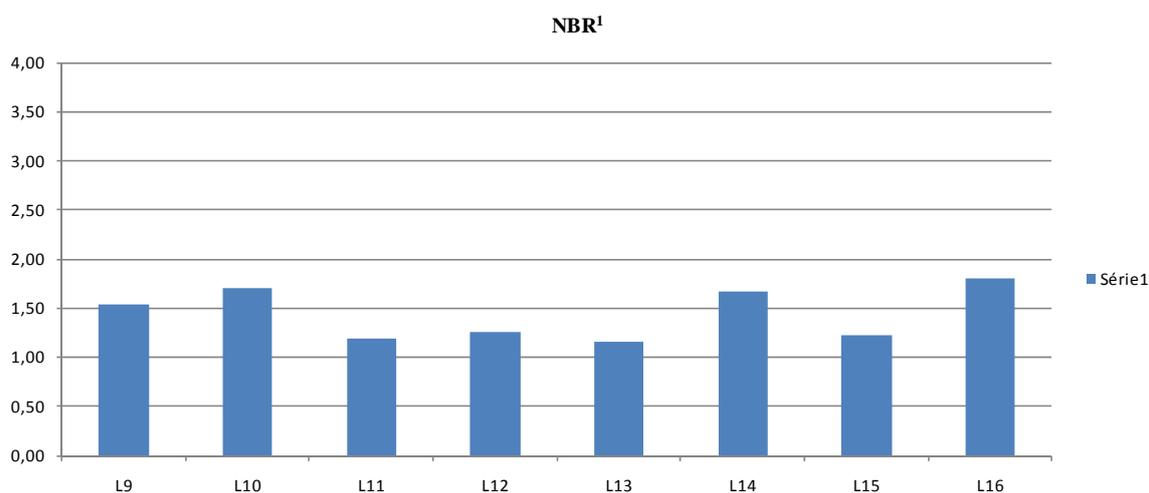


Figura 6.26 – Relação tensão de cisalhamento solicitante de cálculo efetiva, τ_{S,ef}, dividida pela tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{R1}, pela NBR¹ para os modelos da 2ª série.

A aplicação da formulação da NBR em seu texto original resultou em um nível de conservadorismo demasiado alto para as lajes dos modelos ensaiados, com média dos resultados igual a 2,51. Outro ponto a ser destacado nos índices estatísticos é o desvio padrão dos resultados da NBR, que, igual a 0,35, é um valor alto também para este dado analisado. O coeficiente de variação dos resultados dos ensaios da segunda série foi de apenas 7,17.

As alterações propostas para a formulação da NBR 6118:2003, implementadas na comparação NBR¹, se mostraram ter sido bastante eficientes em reduzir o conservadorismo da norma brasileira em todos os indicadores estatísticos estudados.

O desvio padrão caiu de 0,35 para 0,26 e o coeficiente de variação caiu de 7,17 para 5,52, o que podem ser consideradas reduções significativas para ambos os casos. No caso da média dos resultados, que caiu de 2,51, quando empregado o texto original da norma para 1,45, quando calculada com as alterações propostas, apresentou uma redução de 42,4 %, o que é uma redução bastante significativa, principalmente considerando que as variações dos resultados foram bastante coerentes com o carregamento aplicado.

Esta variação dos resultados compatíveis com o carregamento aplicado mostra que a proposta apresentada é melhor adaptada para casos de excentricidades em duas direções que a norma brasileira quando empregada em seu texto original.

6.4.5 – Comparação entre as normas e propostas analisadas para os modelos da 2ª Série.

Quando comparadas com seus textos originais, dentre as três normas analisadas, a mais conservadora foi novamente o ACI 318M-02. O seu grande conservadorismo, média dos resultados de 3,22, tem os mesmos motivos apresentados na análise da primeira série de ensaios: a norma americana desconsidera os efeitos positivos da protensão em conexões laje lisa protendida-pilar de borda, determinando que o cálculo seja realizado como se a laje fosse em concreto armado. A norma americana não se mostrou adaptada para a situação de transferência de momentos em duas direções, uma vez que as médias dos resultados para a segunda série de ensaios foi quase 25 % maior que a média dos resultados apresentados por esta norma para a primeira série de ensaios. O ACI 318M-02 foi a norma mais conservadora para todas as lajes dos modelos da segunda série, assim como ocorrido com a primeira série.

O EUROCODE 2:2001 foi a norma que apresentou os melhores resultados quando utilizado seu texto original, com média de resultados de 1,61. O bom desempenho da norma européia vem do fato de esta mudar completamente o cálculo do coeficiente β , que é o coeficiente

responsável pelas tensões devido á transferências de momentos. Este coeficiente, como apresentado no Capítulo 2, leva em consideração a excentricidade de carregamento nas duas direções ortogonais à borda da ligação, o que deixa a norma muito mais adaptada para a situação. Esta boa adaptação na norma européia pode ser comprovada pela proximidade entre os valores apresentados pelas médias dos resultados das duas séries de ensaios, sendo 1,59 para a primeira e 1,61 para a segunda série. Deve-se novamente ressaltar que a média apresentada pelo EUROCODE 2:1001 se encontra em bom nível de segurança, uma vez que o fenômeno não está plenamente esclarecido e se trata da possibilidade de uma ruptura frágil, portanto, sem avisos, que deve ser evitada a todo custo.

A NBR 6118:2003 apresentou o segundo mais conservador resultado para a segunda série de ensaios, com média de 2,51, ficando cerca de 21 % abaixo dos resultados do ACI, que sequer permite a consideração da protensão. O conservadorismo da norma brasileira se deve na maior parte em esta norma realizar a redução do momento perpendicular transferido para a ligação e simplesmente desconsiderar que situação semelhante ocorrera na direção paralela. Embora bastante conservadora, a norma brasileira apresentou conservadorismo semelhante para os casos da primeira e segunda série, o que não significa que obteve bons resultados.

A seguir, na Tabela 6.20 e na Figura 6.27, é apresentada a comparação entre as normas analisadas e as alterações sugeridas para cada uma delas.

Tabela 6.20 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 2ª série de ensaios.

Normas e Propostas	Modelos da 2ª Série de Ensaios								
	L09	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16	Média
ACI	3,15	3,55	2,96	3,04	2,82	3,50	3,05	3,69	3,22
ACI¹	2,04	2,29	1,90	1,98	1,81	2,28	1,97	2,37	2,08
ACI²	1,38	1,49	1,26	1,30	1,22	1,50	1,30	1,57	1,38
EC2	1,45	1,60	1,67	1,77	1,56	1,50	1,61	1,72	1,61
EC2¹	1,17	1,30	1,36	1,45	1,28	1,22	1,31	1,41	1,31
NBR	2,62	2,83	2,22	2,24	2,06	2,86	2,28	2,97	2,51
NBR¹	1,54	1,71	1,20	1,26	1,16	1,68	1,22	1,80	1,45

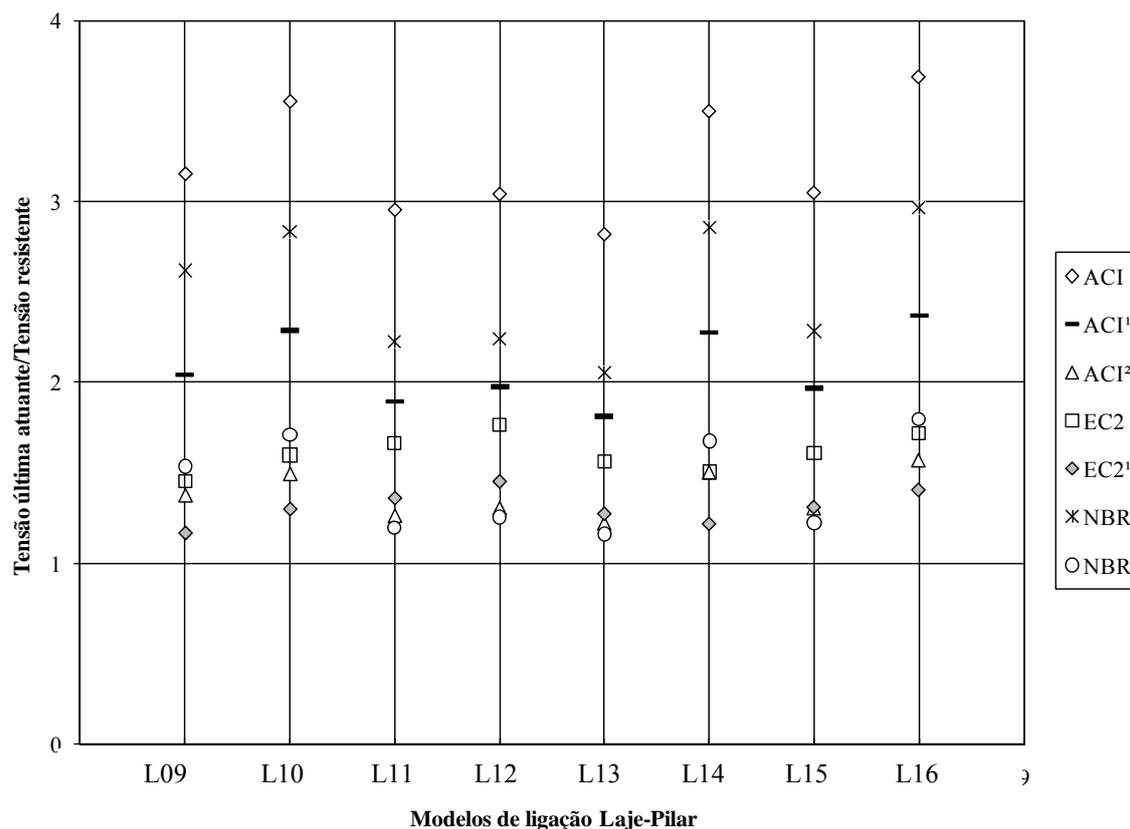


Figura 6.27 – Relação tensão última atuante versus tensão resistente para todas as normas e propostas apresentadas para a 2ª série de ensaios.

Das alterações propostas, as que apresentaram os valores, em média, mais conservadores foram as sugeridas para o ACI¹, com valores abaixo apenas do ACI e da NBR. Certamente este conservadorismo apresentado ocorreu devido às limitações para as resistências à compressão do concreto e à compressão no plano da laje, que permaneceram nesta modificação do ACI analisada. Por outro lado, o ACI² apresentou muitos bons resultados para todos os modelos, em especial para os modelos que não receberam carregamento no ponto de carga P2.

A desconsideração das limitações impostas pela norma americana foi positiva para a análise dos modelos, reduzindo bastante o conservadorismo e trazendo a predição para mais próximo dos resultados encontrados nos ensaios. Portanto, a desconsideração das limitações impostas pelo ACI não implicam em risco à segurança e demonstram que as equações estão bem adaptadas para a situação de transferência de momentos em duas direções bem como os efeitos benéficos da protensão são não devem ser desconsiderados.

A alteração proposta para o EUROCODE 2:2001, EC2¹, foi bem sucedida, reduzindo o conservadorismo da norma européia em 18,0 %. O EC2 se mostrou bastante adaptado para a situação de transferência de momentos em duas direções com a mudança do coeficiente β , com este passando a levar em conta as excentricidades nas duas direções ortogonais à borda da ligação. Esta modificação proposta para a norma européia resultou nos menores valores encontrados para os modelos de ligação que receberam carregamento no ponto de P2, mostrando que está melhor adaptada para casos em que as excentricidades são maiores nas duas direções.

As alterações implementadas na norma brasileira, NBR¹, a exemplo do ocorrido com a alteração proposta para a norma européia, foi bem sucedida, reduzindo o alto conservadorismo da NBR em 42,4 %. A significativa redução, juntamente com as análises dos ensaios, que serviram para fundamentar a proposta, bem como o bom nível de conservadorismo do resultado, mostram que as modificações propostas são desejáveis de serem implementadas na formulação da norma brasileira. Em face dos bons resultados apresentados, outro motivo a ser lembrado é que esta alteração proposta incorpora efeitos recorrentes durante os ensaios das lajes dos modelos, o que aproxima as predições do fenômeno observado.

7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 – 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 dezesseis modelos locais de ligação 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 $P1/P2$, a relação de carregamento $P1_D/P1_E$ e em duas a relação C_1/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, bem como entre as proposições de alterações destas normas.

7.2 – CONCLUSÕES

7.2.1 – Comportamento das lajes dos modelos

7.2.1.1 – 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 $P1/P2 = 4,0$ apresentaram maior acréscimo de tensão nos cabos paralelos à borda da ligação na linha do pilar. Nos modelos que receberam

relação de carga $P_{1D}/P_{1E} \neq 1,0$, os acréscimos de tensão nos cabos seguiram a direção do maior momento transferido à ligação, sendo na direção perpendicular nos modelos L09 e L14, que receberam relação de carregamento $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e $P_2 = 40,0$ kN, nos demais modelos os maiores aumentos ocorreram nos cabos paralelos à borda da ligação.

7.2.1.2 - Deformações da armadura passiva e do concreto

A deformação na armadura passiva de flexão sofreu forte influência do tipo de carregamento aplicado nos modelos integrantes da primeira série de ensaios. Nos modelos com relação de carregamento $P_1/P_2 = 0,5$, 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 $P_1/P_2 = 4,0$, tiveram maior deformação nos extensômetros posicionados na direção paralela à borda da ligação, na maioria dos casos: E7, E8, E9 e E10. Nos modelos da segunda série (L09 à L16) a influência do carregamento das deformações das araduras passivas foi significativa. As barras instrumentadas que passavam pela faixa do pilar alcançaram deformações maiores que as demais e seguiram também a direção do maior momento transferido à ligação.

Quanto às deformações sofridas pelo concreto, estas sofreram influência da disposição dos cabos de protensão, do tipo de carregamento aplicado, que provocou maior ou menor quantidade de esforço de torção na faixa do pilar paralela à borda da ligação e da presença do *overhang*.

7.2.1.3 - Deslocamentos verticais

Dos modelos da primeira série, modelos L01 à L08, os que receberam relação de carregamento $P_1/P_2 = 4,0$ 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.

O carregamento aplicado também influenciou bastante os deslocamentos verticais das lajes dos modelos da segunda série, tendo sido estes maiores nas duas direções para relações de

carregamento com aplicação da carga $P_{1D}/P_{1E} = 2,0$ e $P_2 = 40,0$ kN, demonstrando que o momento perpendicular à borda da ligação transferido contribui de maneira significativa para os deslocamentos verticais.

7.2.1.4 - 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 $P_1/P_2 = 0,5$.

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_1/d nos modelos L03 e L04 influenciou na transferência dos esforços de cisalhamento e flexão em combinação com torção na capacidade, bem como na carga destes, aumentando-a em relação a todos os outros.

Os modelos L03, L05 e L07, que foram os modelos com relação de carregamento $P_1/P_2 = 4$, tiveram ruptura por punção bem caracterizada, mostrando 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.

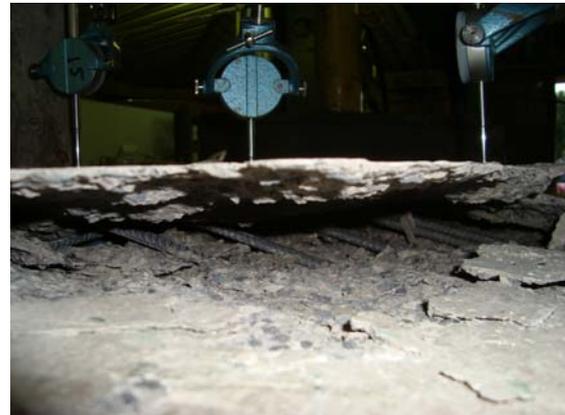
Os modelos submetidos à relação de carregamento $P_1/P_2 = 4$ e com menor espaçamento entre os cabos na linha do pilar na direção perpendicular à borda da ligação tiveram formação de cone bem caracterizado com desligamento da superfície do cone, chegando a deixar aparente a armadura passiva de flexão no modelo L03. A Figura 7.1 mostra a exposição da armadura passiva de flexão e o desligamento do cone após a ruptura na laje do modelo L03.

Os modelos que receberam carregamentos com relação $P_{1D}/P_{1E} \neq 1,0$ tiveram, de maneira geral, para modelos com mesma seção de pilar, cargas ruptura superiores aos que receberam relação de carregamento $P_1/P_2 = 0,5$ e inferiores que os que receberam carregamento $P_1/P_2 = 4,0$.

Estes modelos tiveram também cones de ruptura com formação de cone de ruptura bem caracterizado e desligamento da superfície do cone, também chegando a deixar aparente a armadura passiva em alguns modelos, como no modelo L12, mostrado na Figura 7.1.



(a) – Modelo L13.



(b) – Modelo L12

Figura 7.1 – Superfície da laje do modelo após a ruptura.

7.2.1.5 - 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.

7.2.2 - Comparação entre os resultados experimentais e as estimativas das normas estudadas e propostas de modificações sugeridas

Entre os textos originais das normas estudadas, o ACI 318M-02, por ter na sua formulação limitações para resistência característica do concreto, para a tensão de compressão no plano e ainda para a eficácia da protensão em pilares de borda com distância à borda inferior a $4d$, mostrou-se a norma mais conservadora, principalmente para o caso das lajes que tiveram

carregamento com transferência de momentos nas duas direções ortogonais. Todas as restrições impostas para o cálculo à punção em lajes lisas protendidas apoiadas em pilares de borda determinam que o cálculo seja feito como se a laje fosse em concreto armado e não protendido.

Quando a comparação com a norma americana desconsiderou apenas as limitações quanto à resistência característica do concreto e tensão de compressão do plano os resultados melhoraram consideravelmente e se tornaram ainda melhores quando a limitação quanto a eficácia dos efeitos benéficos da protensão também foi desconsiderada. Estas restrições da norma americana para o cálculo à punção em lajes lisas protendidas apoiadas em pilares de borda se mostraram desnecessárias, uma vez que quando estas restrições foram desconsideradas os resultados ainda se apresentaram com razoável nível de conservadorismo apesar dispersão dos valores.

Entre as comparações com textos originais, o EUROCODE 2:2001 foi a norma que melhor desempenho apresentou para os experimentos realizados. Um aspecto importante da norma europeia é o fato de esta ser mais maleável no que se diz respeito aos perímetros críticos a serem adotados em diferentes situações. O perímetro crítico reduzido é, por exemplo, permitido e não prescrito e em casos de pilares próximos a furos ou borda traz a condição de um perímetro crítico adaptado à essa proximidade. Quando essas prescrições foram atendidas os resultados se mostraram estarem em bom nível de conservadorismo. Mas mesmo quando a prescrição quanto ao perímetro em pilares próximos a borda não foi atendida e foi aplicado o perímetro completo, muito embora teoricamente esteja mais condizente com as observações, os resultados não se mostraram tão promissores quanto os anteriores.

A norma europeia se mostrou bastante adaptada para a situação de carregamento com transmissão de momentos em duas direções. A mudança completa promovida para o coeficiente β se mostrou bastante eficiente e se aproximou dos resultados experimentais com bom nível de conservadorismo.

A contabilização do efeito vertical da protensão nos cálculos da norma europeia colaborou com a melhora dos resultados e se mostrou interessante e desejável.

Quando os resultados foram comparados com o texto original da NBR 6118:2003 os resultados dos experimentos foram 2,46 vezes maiores que os obtidos pela norma brasileira. Em parte esse conservadorismo é devido à adoção apenas da parcela vertical da protensão na formulação, mas a maior contribuição para este conservadorismo é dada pela imposição do perímetro crítico reduzido, sem adaptações a situações diferentes. 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.

Quando foi aplicado o perímetro crítico completo para alguns dos modelos, depois de analisados os resultados e registros fotográficos experimentais, os resultados melhoraram consideravelmente. Para o caso da segunda série de ensaios, que teve carregamento com transferência de momentos em duas direções, a norma brasileira apresentou resultados mais conservadores e com maior dispersão quando comparados com os resultados obtidos na primeira série. Quando o perímetro aplicado nos modelos com pilares próximos à borda, *overhang*, foi o estendido até a borda da ligação, os resultados alcançados para esses modelos foram os menores entre todas as normas e propostas apresentadas. Porém, estes resultados se aproximaram muito do valor unitário, chegando a ficar abaixo da unidade para o modelo L05, o que indica que esta alternativa ainda necessita de mais testes para que possa ser aplicada.

A proposta apresentada para a norma brasileira para o cálculo à punção de lajes lisas apoiadas em pilares de borda quando houver transferência de momentos nas duas direções ortogonais, que se baseou nos resultados, testemunhos e registros fotográficos de ensaios, se mostrou bastante adequada, reduzindo consideravelmente o conservadorismo da norma nacional. A proposta, além de apresentar resultados muito melhores que o texto original da norma brasileira e estar mais condizente com as observações dos ensaios, torna a equação da norma mais homogênea, pois trata de maneira semelhante os dois termos que contabilizam as transferências, por cisalhamento, dos momentos nas duas direções. A limitação de aplicação sugerida para esta proposta, mesmo necessitando de mais testes, proporciona mais adaptabilidade para situações distintas.

7.2.3 - Sistema de ensaio

O sistema de ensaio se mostrou eficiente com as novas restrições superior e inferior do pilar cumprindo suas funções 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 apenas 0,69 mm, mostrando o bom desempenho das restrições empregadas no sistema de ensaio.

O sistema hidráulico empregado na aplicação das cargas apresentou bom desempenho à 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, exceto nos modelos L14 e L16, quando permitiu deslocamentos em sentido contrário à força aplicada.

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.

7.3 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste item são apresentadas sugestões para futuros trabalhos sobre o tema abordado neste trabalho. As sugestões tem a intenção de nortear futuros trabalhos a partir de questões que foram observadas durante a realização deste trabalho e que não puderam ser esclarecidas, necessitando de mais pesquisas, bem como sugerir situações que foram identificadas como ainda não contempladas pelas normas estudadas.

- Avaliar a influência da relação C_1/d na transferência de esforços devido à aplicação de momentos variando os valores dessa relação em ensaios em ligações laje-pilar de borda.
- Avaliar a influência da variação a relação C_1/d em ligação laje-pilar de borda com presença de *overhang*.

- Ensaiar modelos de ligação laje lisa-pilar de borda com pilares de seção circular.
- Instrumentar a ligação laje-pilar de borda de forma a tentar quantificar e analisar esforços de torção presentes na borda da ligação.
- Ensaiar modelos semelhantes aos deste trabalho com o emprego de armadura de cisalhamento utilizando carregamentos semelhantes aos aplicados.
- Ensaiar modelos semelhantes aos deste trabalho com excentricidade de carregamento em direção oposta ao interior das lajes dos modelos.
- Ensaiar modelos de ligações de lajes lisas-pilares de canto, para verificar a influência da transferência de momentos nas duas direções nestas ligações, bem como verificar a eficácia das normas nestas situações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

BARBÁN , Vladimir Villaverde. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido Com Cabos Não-Aderentes Na Ligação Laje-Pilar de Borda**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Maio, 2008.

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

DILGER e SHATILA, Walter H, e Marwan. **Shear Strength of Prestressed Concrete Edge Slab-Column Connections with and without Shear Stud Reinforcement**. Canadian Journal of Civil Engineer, Vol 16, May, 1989.

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.

PARK, Hong-Gun e Choi, Kyoung-Kyu, **Strength of exterior slab-column connections subjected to unbalanced moments**. Science Direct. 2006.

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.

APÊNDICES

A – CÁLCULOS E ATIVIDADES PRECEDENTES AO PROGRAMA EXPERIMENTAL

São apresentados neste item os cálculos de carga última estimada, o cálculo da carga de ruptura por flexão das ligações e os dados sobre a calibração das células de carga utilizadas para monitoramento dos cabos de protensão.

A.1 – CÁLCULO DA CARGA ÚLTIMA ESTIMADA DE PUNÇÃO DE ACORDO COM NORMAS ESTUDADAS

Neste item serão apresentados os cálculos desenvolvidos para a determinação das cargas últimas estimadas segundo cada uma das normas estudadas (apresentadas no Capítulo 2), tendo sido utilizados os valores de projeto para este procedimento. Este cálculo se fez necessário para que fosse possível elaborar um plano de carregamento das lajes dos modelos com base na estimativa da carga de ruptura.

Os passos de carga aplicados nas lajes dos modelos seguiram o planejamento com pequena variação da relação estipulada no plano de carregamento, o que não representou mudança minimamente significativa nas relações de carregamento apresentadas no programa experimental apresentado no Capítulo 3.

A.1.1 – Cálculo da carga de ruptura à punção pelo ACI 318M-02

A norma americana determina que a tensão de resistência à punção, devidamente multiplicada pelo coeficiente de segurança adequado seja maior ou pelo menos igual à tensão aplicada pelo carregamento, calculada também empregando coeficientes de segurança onde seja pré-determinado.

$$v_u \leq \phi v_n \quad (\text{A.1})$$

É válido lembrar que por se tratar de trabalho experimental o coeficiente de segurança foi igualado ao valor unitário ($\phi = 1,0$) para que se pudessem ter sido feitas todas as comparações necessárias.

Para o caso de lajes lisas apoiadas em pilares de extremidade, a norma americana utiliza a formulação da Equação A.2 para o cálculo da tensão atuante.

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u2} \cdot c_{CB}}{J_{C2}} \quad (\text{A.2})$$

Na primeira série de ensaios o terceiro termo da Equação (A.2) é reduzido ao valor nulo da adição pelo fato de o carregamento aplicado não ter produzido momento paralelo à borda da ligação.

Uma vez calculada a tensão resistente, deve-se comparar esta à formulação empregada para o cálculo da tensão atuante, assim pode-se extrair o valor da carga última para cada modelo pelo ACI 318M-02.

No caso da norma americana o cálculo da tensão resistente foi feito de duas maneiras. Na primeira foi empregado o texto da norma sem alterações, o que implica em dizer que foram impostas restrições para a eficiência da protensão em pilares de extremidade, para a resistência característica do concreto e para a tensão de compressão no plano devido às forças de protensão. Considerando-se a restrição para a eficácia da protensão em pilares de extremidade, o cálculo deve ser executado como se as ligações tivessem sido construídas em concreto armado e não protendido. Nesta comparação o ACI 318M-02 será chamado de ACI. Como o anteriormente explanado no Capítulo 2, nesta comparação as ligações são calculadas como sendo em concreto armado, portanto o valor de V_c deve ser o menor entre os obtidos através de uma das três equações a seguir:

$$V_c = \left(1 + \frac{2(4)}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_0 d}{6} \quad (\text{A.3})$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_0 d}{12} \quad (\text{A.4})$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_0 d \quad (\text{A.5})$$

Na segunda, as ligações laje-pilar foram calculadas desconsiderando-se todas as restrições aplicadas no primeiro caso, o que implica em os cálculos terem sido realizados utilizando formulação para ligações em concreto protendido e que todos os valores empregados terem sido extraídos dos ensaios realizados. Nesta comparação o ACI 318M-02 será chamado de ACI¹. Para esta situação a tensão atuante deve ser calculada segundo a Equação (A.6).

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc}) \cdot b_0 d + V_p \quad (\text{A.6})$$

Assim, determinado o valor de V_c pode-se proceder com o cálculo para a carga última estimada pelo ACI 318M-02.

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u1} \cdot c_{AB}}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot M_{u2} \cdot c_{CB}}{J_{C2}} = \frac{V_c}{b_0 \cdot d} = v_n$$

Considerando que o momento que aparece no segundo e terceiro termo da equação da tensão atuante podem ser substituídos pelos produtos $M_{u1} = V_u \cdot e_1$ e $M_{u2} = V_u \cdot e_2$, quando houver, temos:

$$\frac{V_u}{Ac} + \frac{\gamma_v \cdot V_u \cdot e_1 \cdot c_{AB}}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot V_u \cdot e_2 \cdot c_{CB}}{J_{C2}} = \frac{V_c}{Ac}$$

Executando-se todas as operações matemáticas necessárias, chega-se à Equação (A.7), que calcula a carga última estimada de ruptura por punção:

$$V_{u,est} = \frac{V_c}{1 + \frac{\gamma_v \cdot e_1 \cdot c_{AB} \cdot Ac}{J_{C1}} + \frac{\gamma_v \cdot e_2 \cdot c_{CB} \cdot Ac}{J_{C2}}} \quad (\text{A.7})$$

A.1.1.1 – Exemplo de cálculo da carga de ruptura à punção pelo ACI

Seguindo o determinado para essa comparação, será desconsiderada a eficácia dos efeitos benéficos da protensão para a resistência da ligação e será adotada resistência característica do concreto não maior que 35 MPa e tensão de compressão no plano não maior que 3,5. O primeiro passo a ser executado nos cálculos é a determinação das propriedades geométricas da seção sujeita à punção. O exemplo a seguir foi executado utilizando-se os dados referentes ao modelo de ligação laje-pilar L01.

$$b_1 = C_1 + d/2 = 200 + 100 = 300 \text{ mm};$$

$$b_2 = C_1 + d = 200 + 200 = 400 \text{ mm};$$

$$b_0 = 3c + 2d = 3 \cdot 200 + 2 \cdot 100 = 800 \text{ mm}$$

$$c_{AB} = \frac{2(b_1d) \cdot b_1/2}{2(b_1d) + b_2d} = 0,079m$$

$$c_{CB} = c_{AD} = \frac{b_2}{2} = 0,151m$$

$$J_{C1} = 2\left(\frac{b_1d^3}{12}\right) + 2\left(\frac{b_1^3d}{12}\right) + 2(b_1d)\left(\frac{b_1}{2} - c_{AB}\right)^2 + (b_2d) \cdot c_{AB}^2 = 0,0061m^4$$

$$J_{C2} = 2(b_1d)c_{CB}^2 + \frac{b_2d^3}{12} + \frac{b_2^3d}{12} = 0,00166m^4$$

De posse desses dados pode-se proceder com o cálculo de V_c , sendo este o menor valor encontrado entre os três valores a seguir:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0d}{6}; \beta_c = L_{pilar} / l_{pilar} = 1,0; V_c = 238,4 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0d}{12}; \alpha_s = 30 \text{ (pilar de borda)}; V_c = 227,4 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_0 d = 158,9 \text{ kN}$$

Assim, fica determinado o valor de V_c , sendo este igual a 158,9 kN. Aplica-se então o valor de V_c na Equação (A.7), juntamente com os dados previamente calculados e os respectivos valores de excentricidades nas duas direções, a saber: $e_1 = 0,425$ e $e_2 = 0,000$. O resultado para a carga última estimada à punção pelo ACI é:

$$V_{u,est} = 59,3 \text{ kN.}$$

Os resultados para todos os modelos são apresentados na Tabela A.1, a seguir.

Tabela A.1 – Valores das cargas últimas estimadas pelo ACI

Modelos	e_1	e_2	$V_{u,est}$	V_u	$V_u/V_{u,est}$
L01	0,425	0,00	59,3	126,0	2,12
L02	0,425	0,00	60,4	136,9	2,26
L03	0,112	0,00	134,1	255,8	1,91
L04	0,322	0,00	81,4	183,8	2,26
L05	0,211	0,00	86,6	211,0	2,44
L06	0,425	0,00	60,8	146,8	2,42
L07	0,211	0,00	78,6	210,5	2,68
L08	0,425	0,00	57,8	167,5	2,90
L09	0,299	0,266	50,6*	151,8	3,00
L10	0,324	0,559	39,1*	133,8	3,42
L11	0,150	0,338	61,2	169,5	2,77
L12	0,150	0,497	51,3	147,1	2,87
L13	0,150	0,528	52,9	141,3	2,67
L14	0,294	0,309	48,2*	160,4	3,33
L15	0,150	0,297	62,2	177,1	2,85
L16	0,319	0,572	40,2*	142,8	3,55

* Pelo fato de as excentricidades nessas ligações não poderem ser determinadas antes do início dos ensaios foram utilizadas nesta tabela as excentricidades encontradas após a realização destes.

A.1.1.2 – Exemplo de cálculo da carga de ruptura à punção pelo ACI¹

Todas as propriedades geométricas já calculadas no item anterior serão utilizadas neste item e se procederá com o cálculo das ligações desconsiderando-se todas as restrições

impostas pela norma americana. A seguir são calculados os termos restantes para se calcular a Equação (A.6)

$$\beta_p \leq \begin{cases} 0,29 \\ \frac{\alpha_s \cdot \left(\frac{d}{b_0}\right) + 1,5}{12} = 0,44 \end{cases}$$

$$\beta_p = 0,29.$$

No cálculo da tensão no plano da laje provocada pela protensão instalada consideraram-se apenas os cabos que cruzavam o perímetro crítico.

$$f_{pc} = \frac{\sum P_0}{b_0 \cdot d} = \frac{4 \cdot 120000}{800 \cdot 120} \Rightarrow f_{pc} = 5,00 \text{ MPa}$$

Para o cálculo do valor de V_p também considera todos os cabos de protensão que cruzavam a seção do perímetro crítico.

$$V_p = \frac{2 \cdot P \cdot h_2}{(\beta l_1)^2} \cdot (c_1 + d) + \frac{8 \cdot P \cdot h_2}{(\beta l_2)^2} \cdot (c_2 + d) \Rightarrow 8,28 \text{ kN}$$

Calcula-se, então, o coeficiente de transferência de momento por esforços de cisalhamento, γ_v , como se segue:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} = 0,62$$

$$\gamma_v = 1 - 0,62 \Rightarrow \gamma_v = 0,38$$

Assim, de posse de todos os dados é possível calcular o valor de V_c para o ACI¹.

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f_c'} + 0,3 f_{pc}) \cdot b_0 d + V_p = 292,6 \text{ kN}$$

Com o valor de V_c , é possível aplicar a Equação (A.7), que juntamente com todos os dados calculados e com as respectivas excentricidades $e_1 = 0,425$ e $e_2 = 0,000$:

$$V_{u,est} = 88,5 \text{ kN.}$$

Os dados de todas as ligações laje-pilar são apresentados na Tabela A.2.

Tabela A.2 – Valores das cargas últimas estimadas pelo ACI¹

Modelos	e_1	e_2	$V_{u,est}$	V_u	$V_u/V_{u,est}$
L01	0,425	0,00	96,5	126,0	1,31
L02	0,425	0,00	102,1	136,9	1,34
L03	0,112	0,00	218,8	255,8	1,17
L04	0,322	0,00	131,8	183,8	1,39
L05	0,211	0,00	141,6	211,0	1,49
L06	0,425	0,00	99,9	146,8	1,47
L07	0,211	0,00	131,3	210,5	1,60
L08	0,425	0,00	98,0	167,5	1,71
L09	0,299	0,266	84,8*	151,8	1,79
L10	0,324	0,559	65,9*	133,8	2,03
L11	0,150	0,338	103,6	169,5	1,64
L12	0,150	0,497	85,7	147,1	1,72
L13	0,150	0,528	89,8	141,3	1,57
L14	0,294	0,309	80,3*	160,4	2,00
L15	0,150	0,297	104,5	177,1	1,69
L16	0,319	0,572	67,9*	142,8	2,10

* Pelo fato de as excentricidades nessas ligações não poderem ser determinadas antes do início dos ensaios foram utilizadas nesta tabela as excentricidades encontradas após a realização destes.

A.1.2 – Cálculo da carga de ruptura à punção pelo EUROCODE 2:2001

A previsão da carga de ruptura pelo EUROCODE 2:2001 foi executada utilizando as equações do texto original da norma europeia, empregando os valores de projeto para todos os dados.

A norma européia, como a norma americana, exige a comparação entre a tensão atuante e a tensão resistente para a verificação de ligações laje-pilar à punção. A Equação apresenta esta verificação.

$$V_{Ed} < V_{Rd,máx} \quad (A.8)$$

Para o caso ligações laje-pilares de extremidade a formulação para o cálculo da tensão atuante quando houver transferência de momentos apenas na direção perpendicular à borda da ligação é a seguinte:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (A.9)$$

onde:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (A.10)$$

Relembrando, o coeficiente β é responsável pela parcela de momento aplicado na ligação que é transmitido a esta através de esforços cisalhantes.

Para o caso de a ligação estar submetida a transferências de momentos nas duas direções ortogonais a formulação apresentada para o coeficiente β muda, devendo-se aplicar a seguinte formulação:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (A.11)$$

A norma européia impõe uma condição para a tensão resistente através da formulação:

$$v_{Rd,c} = 0,18 \cdot K \cdot (100\rho_1 fck)^{1/3} + 0,15\sigma_{cp} > 0,4 f_{ct,d} + 0,15 \sigma_{cp} \quad (A.12)$$

Para o caso de transferência de momentos apenas na direção perpendicular à borda da laje, expandindo a formulação da Equação (A.9), multiplicando os termos v_{Ed} por β e substituindo o termo M_{Ed} por $V_{Ed} \cdot e_1$, teremos:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u \cdot d} + k \frac{V_{Ed} \cdot e_1}{W_1 \cdot d}$$

Igualando a tensão atuante com a resistente podemos encontrar uma formulação para o caçulo da carga última estimada.

$$V_{Ed,est} = \frac{V_{Rd,c}}{\frac{1}{u \cdot d} + \frac{k \cdot e_1}{W_1 \cdot d}} \quad (A.13)$$

A.1.2.1 – Exemplo de cálculo da carga de ruptura à punção pelo EUROCODE 2:2001

Para proceder com o cálculo da carga última estimada pelo EUROCODE 2:2001 é preciso calcular a taxa de armadura estimada, que é diferente da apresentada no Capítulo 3 por ser calculada com valores de projeto e não reais.

Modelos	ρ_x (%)	ρ_x (%)	ρ (%)
L01, L02 e L09 a L16	0,70	0,62	0,66
L03 e L04	0,66	0,66	0,66
L05 a L08	0,72	0,62	0,66

Para se calcular a Equação (A.12) é preciso que se calculem a tensão de compressão no plano, o coeficiente K , e a tensão média de tração do concreto.

$d = 100$ mm.

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} = \frac{4 \cdot 130000}{600 \cdot 120} = 7,22 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} = \frac{2 \cdot 130000}{400 \cdot 120} = 5,42 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} = \frac{7,22 + 5,42}{2} = 6,32 \text{ MPa}.$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow K = 1 + \sqrt{\frac{200}{100}} = 2,0 \leq 2,0 \Rightarrow OK!$$

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 0,3 \cdot 40^{2/3} \Rightarrow f_{ct} = 3,5 \text{ MPa.}$$

Aplicando os dados obtidos na Equação (A.12), tem-se:

$$v_{R,c} = 0,18 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0066 \cdot 40)^{1/3} + 0,15 \cdot 6,32 = 2,02$$

$$v_{R,c} > 0,4 \cdot 3,5 + 0,15 \cdot 6,32 = 2,35$$

$$v_{R,c} = 2,35$$

Para poder-se calcular a Equação (A.13) resta ainda calcular o perímetro crítico e o momento resistente plástico W_1 .

$$u_{1*} = 2 \cdot \frac{C_1}{2} + C_2 + 2\pi d \Rightarrow 2 \cdot \frac{200}{2} + 200 + 2 \cdot \pi \cdot 100 = 1028 \text{ mm}$$

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + \frac{c_1 c_2}{2} + 2c_2 d + 8d^2 + \pi d c_1$$

$$W_1 = \frac{200^2}{2} + \frac{200 \cdot 200}{2} + 2 \cdot 200 \cdot 100 + 8 \cdot (100)^2 + \pi \cdot 100 \cdot 200 = 222831 \text{ mm}^2$$

De posse de todos os dados necessários, pode-se calcular a carga última estimada para a laje do modelo L01.

$$V_{E,est} = \frac{V_{Rd,c}}{\frac{1}{u \cdot d} + \frac{k \cdot e_1}{W_1 \cdot d}} = \frac{2,35}{\frac{1}{1,028 \cdot 100} + \frac{0,6 \cdot 0,525}{0,222831 \cdot 100}} = 98,9 \text{ kN}$$

Os dados de todas as ligações laje-pilar são apresentados na Tabela A.3.

Tabela A.3 – Valores das cargas últimas estimadas pelo EUROCODE 2:2001

Modelos	e ₁	e ₂	V _{u,est}	V _u	Vu/Vu _{est}
L01	0,525	0,00	98,9	126,0	1,27
L02	0,525	0,00	99,8	136,9	1,37
L03	0,262	0,00	146,8	255,8	1,74
L04	0,472	0,00	108,0	183,8	1,70
L05	0,311	0,00	130,2	211,0	1,62
L06	0,525	0,00	100,0	146,8	1,47
L07	0,311	0,00	124,8	210,5	1,69
L08	0,525	0,00	97,7	167,5	1,71
L09	0,398	0,266	122,8*	151,8	1,24
L10	0,423	0,559	87,2*	133,8	1,53
L11	0,250	0,338	113,7	169,5	1,49
L12	0,250	0,497	93,7	147,1	1,57
L13	0,250	0,528	93,5	141,3	1,51
L14	0,394	0,309	114,9*	160,4	1,40
L15	0,250	0,297	118,4	177,1	1,50
L16	0,419	0,572	87,4*	142,8	1,63

* Pelo fato de as excentricidades nessas ligações não poderem ser determinadas antes do início dos ensaios foram utilizadas nesta tabela as excentricidades encontradas após a realização destes.

A.1.3 – Cálculo da carga de ruptura à punção pela NBR 6118:2003

A NBR 6118:2003, como a norma europeia, determina a comparação entre a tensão atuante e a tensão resistente como forma de garantir a segurança de ligações laje-pilar. A verificação determinante para essas ligações é a que se faz no contorno C', que corresponde à seção do perímetro crítico. Para o caso de ligações laje-pilar sem a presença de armadura de punção:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} \quad (\text{A.14})$$

A tensão atuante é calculada através da Equação (A.15):

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{sd2}}{W_{p2} \cdot d} \quad (\text{A.15})$$

onde:

$$M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd}^*) \geq 0 \quad (A.16)$$

$$M_{sd}^* = F_{sd} \cdot e^* \quad (A.17)$$

Sendo e^* a excentricidade da localização da reação ao carregamento devido à excentricidade do perímetro crítico.

Nesta equação, os momentos M_{sd1} e M_{sd2} podem ser substituídos pelo produto da carga multiplicada pela excentricidade correspondente: $F_{sd} \cdot e_1$ e $F_{sd} \cdot e_2$. Com este procedimento matemático é possível colocar a carga F_{sd} em evidência nos três termos.

$$\tau_{sd} = F_{sd} \cdot \left(\frac{1}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot (e_1 - e_1^*)}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot e_2}{W_{p2} \cdot d} \right)$$

No caso de transferências de momentos apenas na direção perpendicular à borda da ligação o terceiro termo entre parêntesis é reduzido à zero.

Para lajes protendidas a tensão atuante efetiva deve ser calculada reduzindo da tensão atuante, calculada na Equação (A.15) a tensão provocada pela parcela vertical das forças de protensão dos cabos que cruzam o perímetro crítico, como segue:

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd} \quad (A.18)$$

sendo:

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{K,inf,i} \cdot \text{sen} \alpha_i}{u \cdot d} \quad (A.19)$$

A tensão atuante, a ser verificada no contorno C' , é calculada pela Equação

$$\tau_{Rd1} = 1,4 \cdot \left[0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} \right] \quad (A.20)$$

Com a determinação da tensão resistente, pode-se calcular a carga última estimada através da Equação (A.21).

$$F_{sd,est} = \frac{\tau_{Rd1} + \tau_{Pd}}{\frac{1}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot (e_1 - e_1^*)}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot e_2}{W_{p2} \cdot d}} \quad (A.21)$$

A.1.3.1 – Exemplo de cálculo da carga de ruptura à punção pela NBR 6118:2003

Para proceder com a determinação da carga última estimada, primeiramente é necessário executar os cálculos referentes aos dados necessários. Para a determinação da tensão devido aos efeitos da parcela vertical dos cabos de protensão, τ_{Pd} , utilizou-se como dados uma carga de protensão de 130 kN e os ângulos empregados foram de 1,5° para os cabos perpendiculares e de 0,5 para os cabos paralelos à borda da ligação, sendo contabilizados apenas os cabos que estejam dentro do perímetro formado em redor do pilar, afastado deste $d/2$.

$$u_{1*} = 2 \cdot \frac{C_1}{2} + C_2 + 2\pi d \Rightarrow 2 \cdot \frac{200}{2} + 200 + 2 \cdot \pi \cdot 100 = 1028 \text{ mm}$$

$$\tau_p = \frac{\sum P_{K,inf,i} \cdot \text{sen} \alpha_i}{u \cdot d} = \frac{2 \cdot 130000 \cdot \text{sen}(1,6^\circ) + 2 \cdot 130000 \cdot \text{sen}(0,5^\circ)}{1028 \cdot 100} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{R1} = 1,4 \cdot \left[0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} \right]$$

$$\tau_{R1} = 1,4 \cdot \left[0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{10}} \right) (100 \cdot 0,0066 \cdot 40)^{1/3} \right] = 1,31 \text{ MPa}$$

Para a execução do cálculo da carga última estimada um dado ainda precisa ser obtido: o momento de resistência plástica; o que se faz segundo a Equação (A.22):

$$W_{p1} = 2 \cdot e_0^2 \quad (A.22)$$

sendo:

$$e_0 = \frac{W_0}{u}$$

onde:

$$W_0 = C_1^2 + C_1 C_2 + 2C_2 d + 8d^2 + 2\pi d C_1 = 0,328928 \text{ m}^4$$

$$u = 2C_1 + C_2 + 2\pi d = 1,228 \text{ m}$$

Com isso, tem-se:

$$W_{p1} = 0,142029 \text{ m}^2$$

$$e^* = e_0 - \frac{C_1}{2} = 0,165 \text{ m}$$

$$F_{s,est} = \frac{\tau_{Rd1} + \tau_{pd}}{\frac{1}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot (e_1 - e_1^*)}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot e_2}{W_{p2} \cdot d}}$$

$$F_{s,est} = \frac{1,31 + 0,09}{\frac{1}{1,028 \cdot 0,1} + \frac{0,6 \cdot (0,525 - 0,165)}{0,14059 \cdot 0,1}} = 58,18 \text{ MPa}$$

Os dados de todas as ligações laje-pilar são apresentados na Tabela A.4.

Tabela A.4 – Valores das cargas últimas estimadas pela NBR 6118:2003

Modelos	e ₁	e ₂	V _{u,est}	V _u	Vu/Vu _{est}
L01	0,525	0,00	58,18	126,0	2,17
L02	0,525	0,00	58,94	136,9	2,32
L03	0,262	0,00	114,39	255,8	2,24
L04	0,472	0,00	71,73	183,8	2,56
L05	0,311	0,00	91,14	211,0	2,32
L06	0,525	0,00	58,46	146,8	2,51
L07	0,311	0,00	90,90	210,5	2,32
L08	0,525	0,00	58,68	167,5	2,85
L09	0,398	0,266	56,84*	151,8	2,67
L10	0,423	0,559	44,36*	133,8	3,02
L11	0,250	0,338	70,04	169,5	2,42
L12	0,250	0,497	60,12	147,1	2,45
L13	0,250	0,528	58,91	141,3	2,40
L14	0,394	0,309	55,61*	160,4	2,88
L15	0,250	0,297	74,40	177,1	2,38
L16	0,419	0,572	43,99*	142,8	3,25

* Pelo fato de as excentricidades nessas ligações não poderem ser determinadas antes do início dos ensaios foram utilizadas nesta tabela as excentricidades encontradas após a realização destes.

A.2 – CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE

Visando prever o modo de ruptura das lajes dos modelos a ensaiar, além do cálculo da carga última estimada para a ruptura calculou-se também o momento resistente último, e através desse, a carga que provocaria a ruptura das lajes por flexão.

O método apresentado é baseado na teoria de seções planas, da qual se pode traçar um diagrama com os principais esforços que atuam na seção da laje considerada para a determinação do momento resistente. A seção foi considerada estando entre os Domínios 2 e 3 do Estado Limite Último da peça, segundo a NBR 6118:2003.

A seção considerada nos cálculos é a apresentada pelo EUROCODE 2:2001. A norma européia determina uma faixa na qual a armadura de flexão deva ser posicionada para que haja a efetiva transmissão do momento aplicado na laje para a ligação entre esta e pilares de extremidade e de canto. A largura da seção adotada é apresentada na Figura A.1.

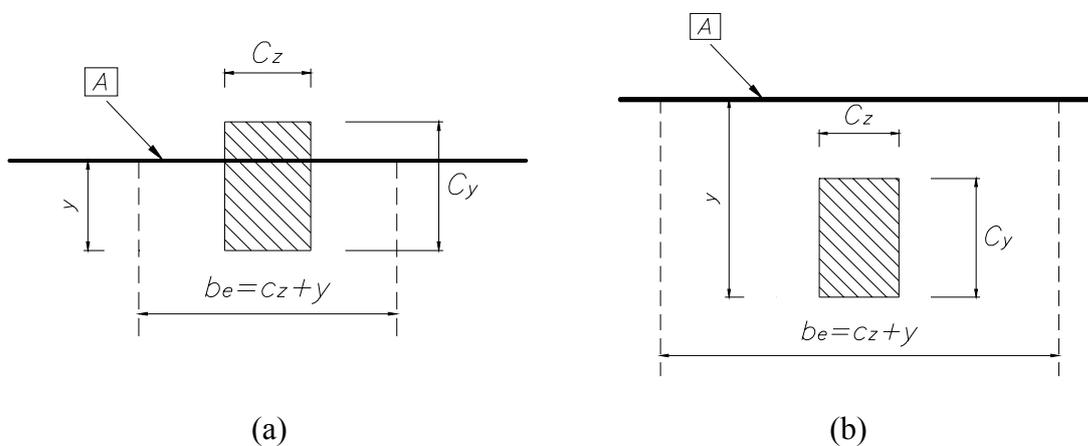


Figura A.1 – Largura efetiva de transmissão de momento para o pilar de extremidade.

A Figura A.1 (a) é apresentada pelo EUROCODE 2:2001 para retratar a largura a ser tomada para a efetiva transferência do momento fletor para a ligação de extremidade. Logo em sequência à imagem mencionada a norma européia esclarece que a distância y é a medida da borda da laje até a face mais interna do pilar de extremidade e que ela pode ser maior que C_y . Assim, a Figura A.1 (b) representa a largura a ser tomada nos cálculos para o

caso das lajes dos modelos que possuírem *overhang*. Todos os dados relativos à geometria dos modelos foram obtidos a partir da largura efetiva apresentada nas figuras anteriores.

Para apresentar os cálculos do momento resistente foram utilizados os dados da laje do modelo L01:

- $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$;
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$;
- $E_a = 210.000 \text{ MPa}$;
- $A_s \text{ (L01, L02 e L09 a L16)} = 4,0 \text{ cm}^2$;
- $A_s \text{ (L03 e L04)} = 6,0 \text{ cm}^2$;
- $A_s \text{ (L05 a L08)} = 7,0 \text{ cm}^2$;
- $d_s = 104 \text{ mm}$;
- $f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$;
- $E_p = 196.000 \text{ MPa}$;
- $A_p = 4 \text{ } \varnothing 12,7 \text{ mm} = 405,60 \text{ mm}^2$.
- $d_p = 76 \text{ mm}$;
- $b_e \text{ (L01, L02 e L09 a L16)} = 0,6 \text{ m}$;
- $b_e \text{ (L03 e L04)} = 0,7 \text{ m}$;
- $b_e \text{ (L05 a L08)} = 1,0 \text{ m}$.

O momento fletor resistente último, calculado a partir da Figura A.2, que representa o diagrama simplificado de forças, no qual o concreto se encontra no Estádio III.

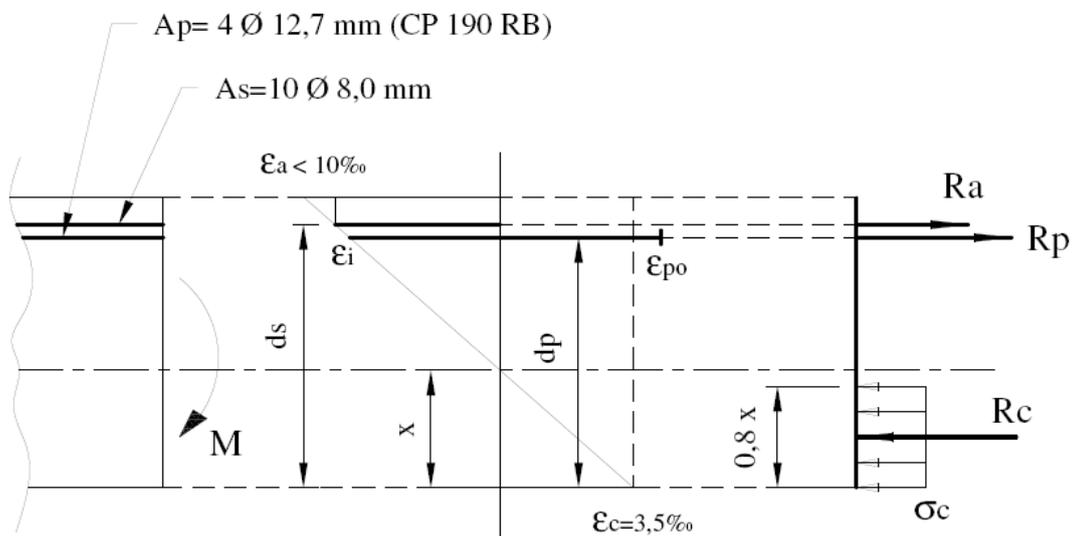


Figura A.2 – Diagrama simplificado de forças na ruptura por flexão – Villaverde (2008).

Para que seja garantido o equilíbrio das forças é preciso que o somatório destas resulte em valor nulo, $\sum F = 0$. Assim sendo:

$$R_a + R_p - R_c = 0$$

Pode-se fazer o mesmo somatório considerando as tensões envolvidas e não as cargas aplicadas, o que leva à equação seguinte:

$$\sigma_a \cdot A_s + \sigma_p \cdot A_p - 0,95 f_{ck} \cdot b_e \cdot 0,8x = 0 \quad (\text{A.23})$$

A real distribuição dos esforços de tensão no concreto tem um formato chamado de parábola-retângulo, que pode ser substituído por um retângulo de altura $0,8x$ sem prejuízos para o cálculo da tensão porque implica em pequena variação dos resultados. O coeficiente $0,95$ aplicado na resistência do concreto se deve ao fato de corpos de prova estatisticamente alcançarem resistências à compressão maiores que as peças que representam.

Expandindo os termos das tensões devido aos esforços nas armaduras ativas e passivas, tem-se:

$$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a$$

$$\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_{pi} < f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_i + \varepsilon_{p0}$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{P_i}{E_p \cdot A_p} = \frac{130.000}{196.000 \cdot 101,4} \Rightarrow \varepsilon_{p0} = 0,0065$$

onde:

ε_{p0} : deformação inicial da armadura ativa no estado 1 (peso próprio + protensão)

ε_i : deformação da armadura ativa no estado 2 (peso próprio + protensão + sobrecarga)

Para que as armaduras estejam realmente entre os domínios 2 e 3 é preciso que as deformações das armaduras ativas e passivas sejam maiores que as deformações de escoamento do aço, o que implica em $\varepsilon_i > \varepsilon_{yd}$.

$$\varepsilon_i = 0,0035 \frac{d_p - x}{x}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_i + \varepsilon_{p0} = 0,0035 \frac{d_p - x}{x} + 0,0065$$

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_i (d_s - x)}{d_p - x}$$

Substituindo os dados obtidos na Equação (A.23), tem-se:

$$E_a \cdot A_s \cdot 0,0035 \frac{(d_s - x)}{x} + E_p \cdot A_p \cdot \left(0,0035 \frac{(d_s - x)}{x} + 0,0065 \right) - 0,95 f_{ck} \cdot b_e \cdot 0,8x = 0 \quad (\text{A.24})$$

Empregando na Equação (A.24) os dados apresentados no início do item para encontrar o valor da profundidade da linha neutra, x , obtém-se para a laje do modelo L01: $x = 36,3$ mm.

Este valor deve ser menor que o obtido para a situação limite apresentada na Figura A.3, a seguir.

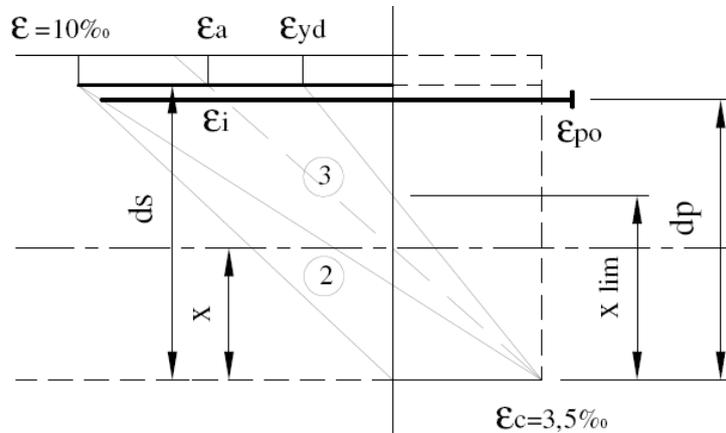


Figura A.3 – Diagrama de Domínios de deformações no Estado Limite Último – Villaverde (2008)

Onde:

$$\sigma_a = f_{yk} = 500 \text{ MPa};$$

$$\sigma_p = f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}.$$

De onde podemos calcular o x_{lim} :

$$x_{lim} = \frac{0,0035 \cdot d_s}{\varepsilon_{yd} + 0,0035} = 0,66 \text{ mm}$$

O valor da profundidade da linha neutra encontrado pela Equação (A.24) é então compatível com o esperado, sendo menor que o x_{lim} .

De posse do valor da profundidade da linha neutra pode-se calcular os momentos das cargas apresentadas na Figura A.2:

$$M_{u,est} = (f_{yk} \cdot A_s) \cdot (d_s - 0,4x) + (f_{pyk} \cdot A_p) \cdot (d_p - 0,4x) + Mp \quad (\text{A.25})$$

O momento de protensão é calculado segundo a Equação (A.26).

$$Mp = (n^\circ \text{ de cabos na direção } y) \cdot P_y \cdot h_2 \quad (\text{A.26})$$

onde:

P_y : força de protensão média aplicada nos cabos perpendiculares à borda da ligação;

h_2 : excentricidade dos cabos na direção perpendicular à borda da ligação.

$$Mp = 4 \cdot 130 \cdot 0,014 \Rightarrow Mp = 7,28 \text{ kN.m}$$

Calculando-se a Equação (A.25):

$$M_{u,est} = (500 \cdot 400) \cdot (104 - 0,4 \cdot 36,3) + (1710 \cdot 405) \cdot (76 - 0,4 \cdot 36,3) + 7,28$$

$$M_{u,est} = 67,25 \text{ kN.m}$$

Portanto, o momento resistente da laje para o caso de uma ruptura por flexão é igual a $M_{u,est}$ 67,25 kN.m. Aplicando-se a excentricidade de carga de projeto pode-se calcular qual carregamento resultante deveria ser aplicado para se produzir tal momento. Para a laje do modelo L01 essa excentricidade de carregamento de projeto foi de 0,525m.

$$V_{u,flex} = \frac{M_{u,est}}{e_1} = \frac{67,25}{0,525} \Rightarrow V_{u,flex} = 128,1 \text{ kN}$$

Obtidos os valores para a carga de ruptura estimada por flexão, estes devem ser comparados com os valores obtidos para a carga estimada de ruptura por punção apresentados na Tabela A.4. Se o resultado da razão entre a carga estimada de ruptura por punção pela carga de ruptura estimada por flexão ficar abaixo de 1,0, é esperada ruptura por punção, caso contrário, é esperada ruptura por flexão. A resume as estimativas de ruptura esperadas para as lajes dos modelos antes de serem realizados os ensaios.

Tabela A.5 – Estimativa das cargas de ruptura por flexão e dos modos de ruptura para todas as lajes dos modelos.

Modelo	x (mm)	M_{u,est} (kN.m)	e₁ (mm)	V_{u,flex}	V_{u,est}	V_{u,est}/ V_{u,flex}	Ruptura Esperada
L01	36,3	67,25	0,525	128,10	98,9	<u>0,77</u>	Punção
L02	36,3	67,25	0,525	128,10	99,8	<u>0,78</u>	Punção
L03	45,4	72,60	0,262	277,08	146,8	0,53	Punção
L04	45,4	72,60	0,472	153,81	108,0	<u>0,70</u>	Punção
L05	60,5	66,57	0,311	214,06	130,2	0,61	Punção
L06	60,5	66,57	0,525	126,81	100,0	<u>0,79</u>	Punção
L07	60,5	66,57	0,311	214,06	124,8	0,58	Punção
L08	60,5	66,57	0,525	126,81	97,7	<u>0,77</u>	Punção
L09	36,3	67,25	0,398	168,98*	122,8	0,73	Punção
L10	36,3	67,25	0,423	158,99*	87,2	0,55	Punção
L11	36,3	67,25	0,250	269,02	113,7	0,42	Punção
L12	36,3	67,25	0,250	269,02	93,7	0,35	Punção
L13	36,3	67,25	0,250	269,02	93,5	0,35	Punção
L14	36,3	67,25	0,394	170,70*	114,9	0,67	Punção
L15	36,3	67,25	0,250	269,02	118,4	0,44	Punção
L16	36,3	67,25	0,419	160,51*	87,4	0,54	Punção

* Pelo fato de as excentricidades nessas ligações não poderem ser determinadas antes do início dos ensaios foram utilizadas nesta tabela as excentricidades encontradas após a realização destes.

É importante ressaltar que os valores acima de 0,70 poderiam indicar ruptura por punção com características mais dúcteis. Após analisados os dados de ensaios, dos cinco modelos que atingiram ou ultrapassaram este valor, três deles (L01, L06 e L08) tiveram rupturas caracterizadas como Punção-Dúctil, o que concorda com as previsões apresentadas.

B. – CONFECÇÃO E CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA DE MONITORAMENTO DOS CABOS DE PROTENSÃO

As células de cargas utilizadas para o monitoramento das forças de protensão aplicadas nos cabos tanto na etapa de protensão, como durante o ensaio foram confeccionadas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília seguindo Projeto do Professor Yosiaki Nagato. Os cilindros metálicos vazados utilizados para a fabricação das células foram cedidos pelo Laboratório de FURNAS – Centrais Elétricas S.A. Cada célula de carga recebeu instrumentação com quatro 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 em arranjo de ponte completa. Os extensômetros foram colados aos pares, em posições diametralmente opostas, em direções paralelas e perpendiculares em relação ao eixo longitudinal das células, como visto na Figura A.4.



(a)



(b)

Figura A.4 – Extensômetros colados nos cilindros metálicos vazados.

O procedimento adotado para a colagem e proteção dos extensômetros foi o mesmo empregado para os extensômetros colados nas barras da armadura passiva que foram instrumentadas até a etapa da aplicação de resina epóxi. Os fios que formavam a ponte completa foram também fixados ao corpo da célula de carga para que se reduzisse a possibilidade de ligações apresentando maus contatos ou mesmo rupturas de fios. Após esta etapa as células de carga foram protegidas por um tubo de PVC que, além de evitar choques diretos com a fiação e com os extensômetros, trazia também a identificação de cada célula, fundamental para a segurança da execução dos ensaios.



(a)



(b)

Figura A.5 – Fiação da ponte completa e proteção final da célula de carga.

As células foram calibradas no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília. A capacidade de carga de cada célula cedida era, em média, de 300 kN, o que corresponde a aproximadamente 170% da carga de ruptura de uma monocordoalha, o que as habilita plenamente para medir a carga aplicada nestas.

A calibração das células de carga se fez necessário para alimentar o sistema de aquisição de dados empregado nos ensaios, que era composto de um computador de média capacidade de processamento e seis módulos Spider 8. Os módulos precisavam, antes dos ensaios, serem alimentados com uma tabela de correspondência entre as leituras elétricas captadas nas células de carga pelo sistema Spider, mV/V, e a carga aplicada nelas. Para se conseguir esta tabela de correlação entre leitura elétrica e carregamento aplicado, as células de carga confeccionadas foram ligadas ao sistema Spider 8 e colocadas em uma prensa hidráulica até a marca de 180 kN, fazendo-se leituras a cada passo de carga de 10 kN. O procedimento era repetido três vezes em cada célula de carga e a média dos dados obtidos alimentaram o sistema Spider 8. As relações entre as leituras e as cargas aplicadas deveriam ser e foram lineares.

A seguir são apresentadas nas e nas os resultados das calibrações de todas as células de carga utilizadas nos ensaios.

Tabela A.6 – Dados da calibração da célula de carga CP1.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,00000	0,00048	0,00000	0,00016
10,0	-0,04848	-0,04992	-0,05040	-0,04960
20,0	-0,09360	-0,09504	-0,09552	-0,09472
30,0	-0,13872	-0,14016	-0,14112	-0,14000
40,0	-0,18336	-0,18528	-0,18624	-0,18496
50,0	-0,22752	-0,22944	-0,23040	-0,22912
60,0	-0,27168	-0,27360	-0,27504	-0,27344
70,0	-0,31488	-0,31776	-0,31824	-0,31696
80,0	-0,35808	-0,36096	-0,36240	-0,36048
90,0	-0,40320	-0,40464	-0,40608	-0,40464
100,0	-0,44688	-0,44880	-0,44880	-0,44816
110,0	-0,49008	-0,49152	-0,49200	-0,49120
120,0	-0,53232	-0,53568	-0,53568	-0,53456
130,0	-0,57696	-0,57744	-0,57888	-0,57776
140,0	-0,62016	-0,62064	-0,62160	-0,62080
150,0	-0,66336	-0,66480	-0,66480	-0,66432
160,0	-0,70704	-0,70800	-0,70800	-0,70768
170,0	-0,75024	-0,75072	-0,75168	-0,75088
180,0	-0,79248	-0,79440	-0,79488	-0,79392

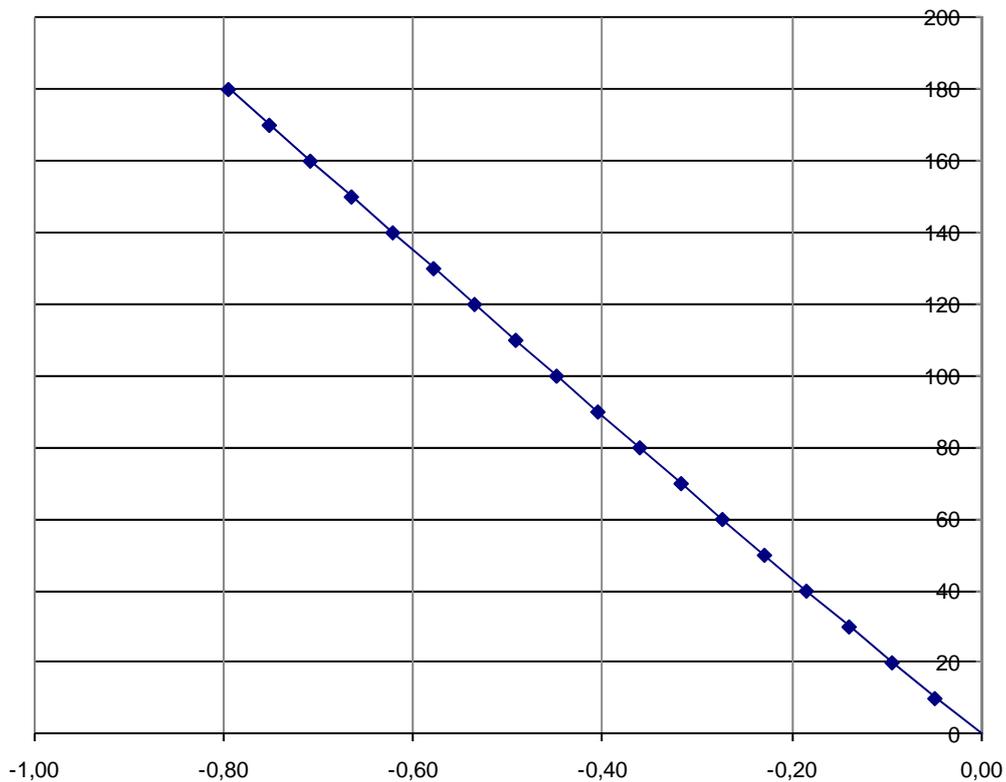


Figura A.6 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP1.

Tabela A.7 – Dados da calibração da célula de carga CP2.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10,0	0,0437	0,0456	0,0456	0,0450
20,0	0,0888	0,0912	0,0917	0,0906
30,0	0,1344	0,1373	0,1373	0,1363
40,0	0,1795	0,1824	0,1829	0,1816
50,0	0,2246	0,2270	0,2275	0,2264
60,0	0,2693	0,2712	0,2722	0,2709
70,0	0,3134	0,3158	0,3158	0,3150
80,0	0,3576	0,3595	0,3595	0,3589
90,0	0,4013	0,4027	0,4027	0,4022
100,0	0,4445	0,4459	0,4464	0,4456
110,0	0,4882	0,4891	0,4896	0,4890
120,0	0,5314	0,5323	0,5323	0,5320
130,0	0,5746	0,5746	0,5746	0,5746
140,0	0,6178	0,6182	0,6173	0,6178
150,0	0,6610	0,6605	0,6610	0,6608
160,0	0,7037	0,7032	0,7022	0,7030
170,0	0,7469	0,7459	0,7454	0,7461
180,0	0,7891	0,7891	0,7896	0,7893

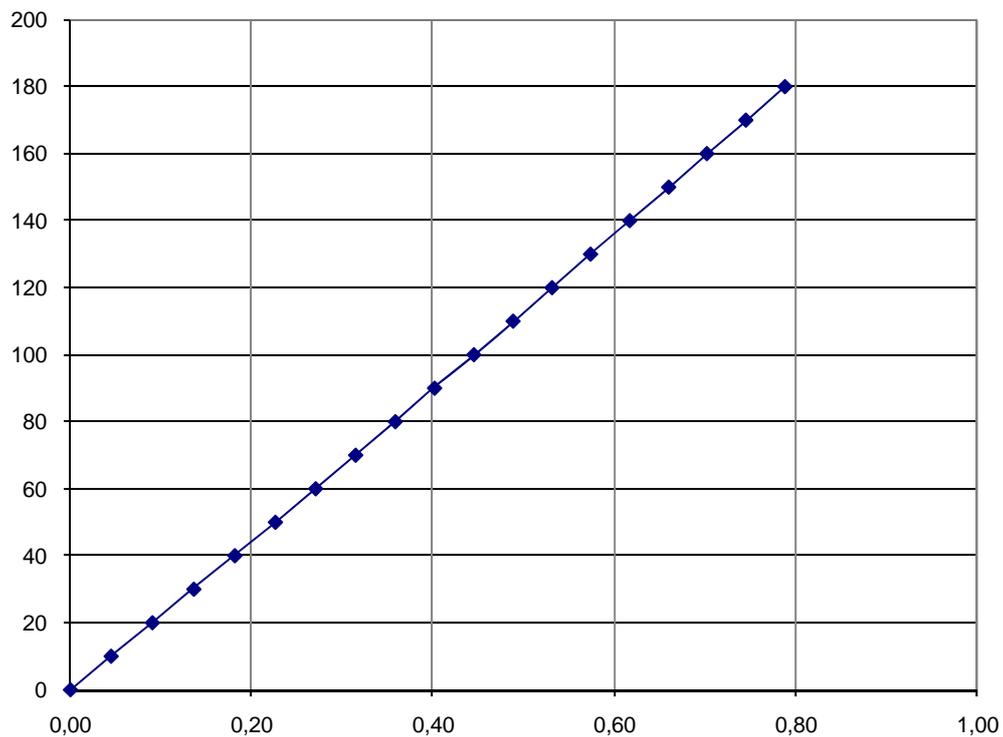


Figura A.7 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP2.

Tabela A.8 – Dados da calibração da célula de carga CP3.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	-0,0005	0,0000	-0,0002
10,0	0,0475	0,0480	0,0490	0,0482
20,0	0,0917	0,0912	0,0922	0,0917
30,0	0,1334	0,1334	0,1334	0,1334
40,0	0,1757	0,1752	0,1752	0,1754
50,0	0,2179	0,2174	0,2174	0,2176
60,0	0,2597	0,2592	0,2592	0,2594
70,0	0,3014	0,3014	0,3010	0,3013
80,0	0,3437	0,3432	0,3432	0,3434
90,0	0,3859	0,3854	0,3840	0,3851
100,0	0,4282	0,4272	0,4272	0,4275
110,0	0,4704	0,4694	0,4694	0,4698
120,0	0,5122	0,5117	0,5112	0,5117
130,0	0,5544	0,5539	0,5539	0,5541
140,0	0,5966	0,5962	0,5962	0,5963
150,0	0,6389	0,6379	0,6384	0,6384
160,0	0,6811	0,6806	0,6806	0,6808
170,0	0,7234	0,7224	0,7229	0,7229
180,0	0,7656	0,7651	0,7646	0,7651

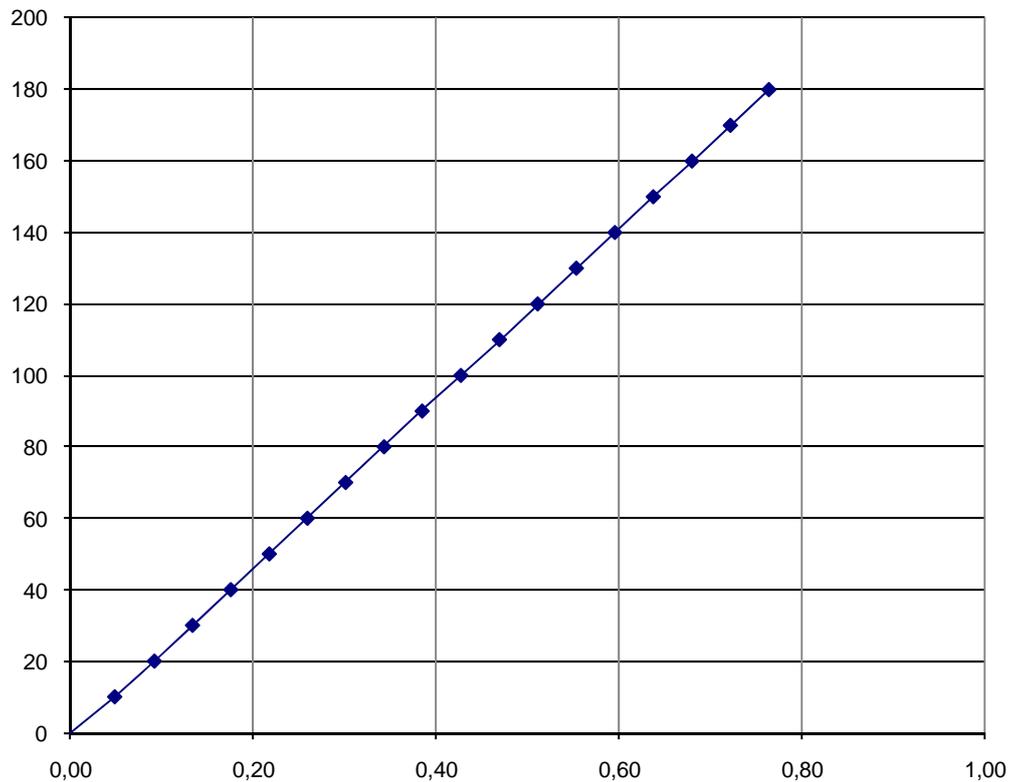


Figura A.8 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP3.

Tabela A.9 – Dados da calibração da célula de carga CP4.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10,0	0,0456	0,0466	0,0470	0,0464
20,0	0,0893	0,0893	0,0893	0,0893
30,0	0,1315	0,1325	0,1325	0,1322
40,0	0,1738	0,1757	0,1757	0,1750
50,0	0,2170	0,2189	0,2184	0,2181
60,0	0,2592	0,2606	0,2611	0,2603
70,0	0,3010	0,3024	0,3029	0,3021
80,0	0,3437	0,3451	0,3451	0,3446
90,0	0,3859	0,3859	0,3864	0,3861
100,0	0,4282	0,4282	0,4286	0,4283
110,0	0,4704	0,4694	0,4709	0,4702
120,0	0,5122	0,5117	0,5117	0,5118
130,0	0,5544	0,5539	0,5539	0,5541
140,0	0,5966	0,5962	0,5962	0,5963
150,0	0,6389	0,6384	0,6384	0,6386
160,0	0,6811	0,6806	0,6802	0,6806
170,0	0,7229	0,7224	0,7219	0,7224
180,0	0,7646	0,7642	0,7637	0,7642

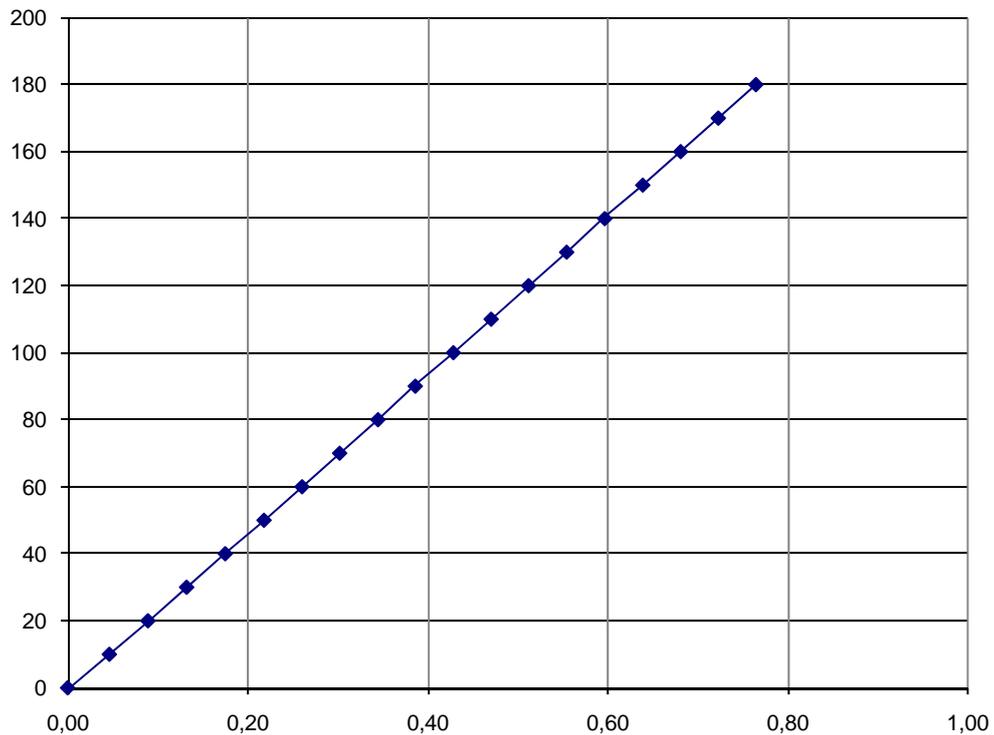


Figura A.9 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP4.

Tabela A.10 – Dados da calibração da célula de carga CP5.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10,0	0,0461	0,0456	0,0456	0,0458
20,0	0,0898	0,0878	0,0883	0,0886
30,0	0,1339	0,1320	0,1320	0,1326
40,0	0,1776	0,1752	0,1766	0,1765
50,0	0,2208	0,2198	0,2203	0,2203
60,0	0,2650	0,2640	0,2645	0,2645
70,0	0,3082	0,3082	0,3086	0,3083
80,0	0,3523	0,3523	0,3533	0,3526
90,0	0,3960	0,3965	0,3960	0,3962
100,0	0,4406	0,4411	0,4421	0,4413
110,0	0,4843	0,4858	0,4862	0,4854
120,0	0,5285	0,5304	0,5304	0,5298
130,0	0,5722	0,5746	0,5741	0,5736
140,0	0,6168	0,6178	0,6182	0,6176
150,0	0,6605	0,6619	0,6624	0,6616
160,0	0,7046	0,7061	0,7061	0,7056
170,0	0,7493	0,7502	0,7507	0,7501
180,0	0,7930	0,7939	0,7958	0,7942

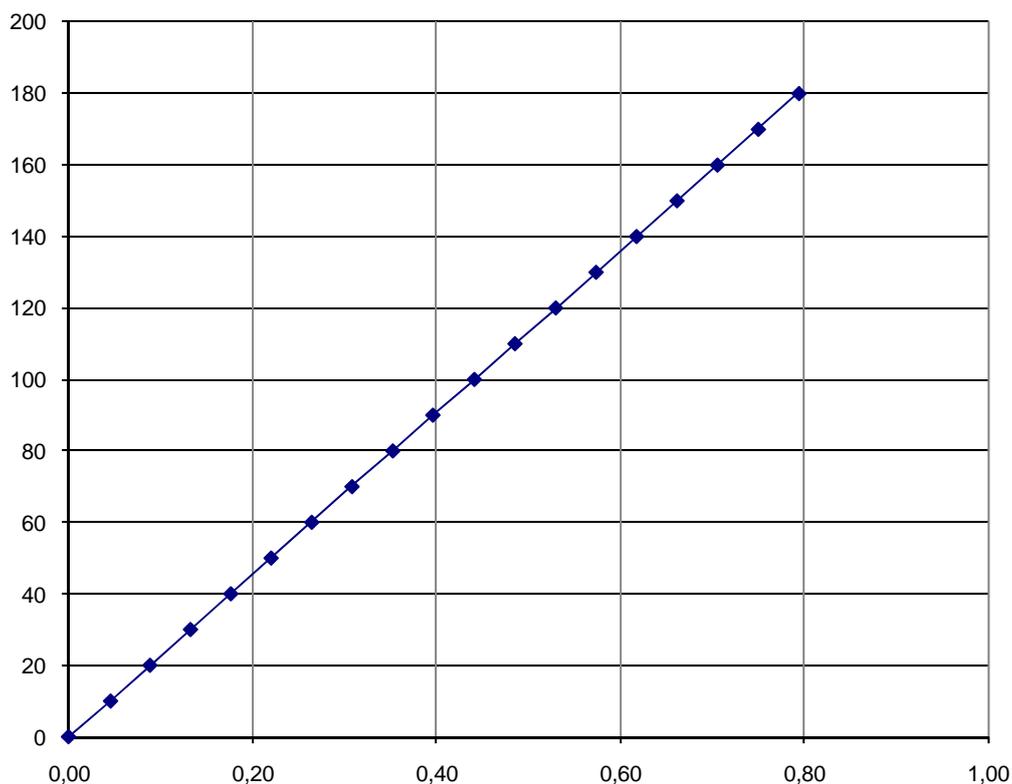


Figura A.10 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP5.

Tabela A.11 – Dados da calibração da célula de carga CP6.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10,0	0,0494	0,0504	0,0504	0,0501
20,0	0,0950	0,0960	0,0965	0,0958
30,0	0,1387	0,1406	0,1406	0,1400
40,0	0,1834	0,1848	0,1848	0,1843
50,0	0,2270	0,2290	0,2285	0,2282
60,0	0,2707	0,2722	0,2722	0,2717
70,0	0,3139	0,3158	0,3154	0,3150
80,0	0,3571	0,3586	0,3586	0,3581
90,0	0,3998	0,4022	0,4018	0,4013
100,0	0,4435	0,4450	0,4450	0,4445
110,0	0,4867	0,4882	0,4882	0,4877
120,0	0,5304	0,5314	0,5309	0,5309
130,0	0,5731	0,5746	0,5746	0,5741
140,0	0,6168	0,6178	0,6173	0,6173
150,0	0,6600	0,6610	0,6605	0,6605
160,0	0,7032	0,7042	0,7037	0,7037
170,0	0,7459	0,7469	0,7474	0,7467
180,0	0,7891	0,7896	0,7901	0,7896

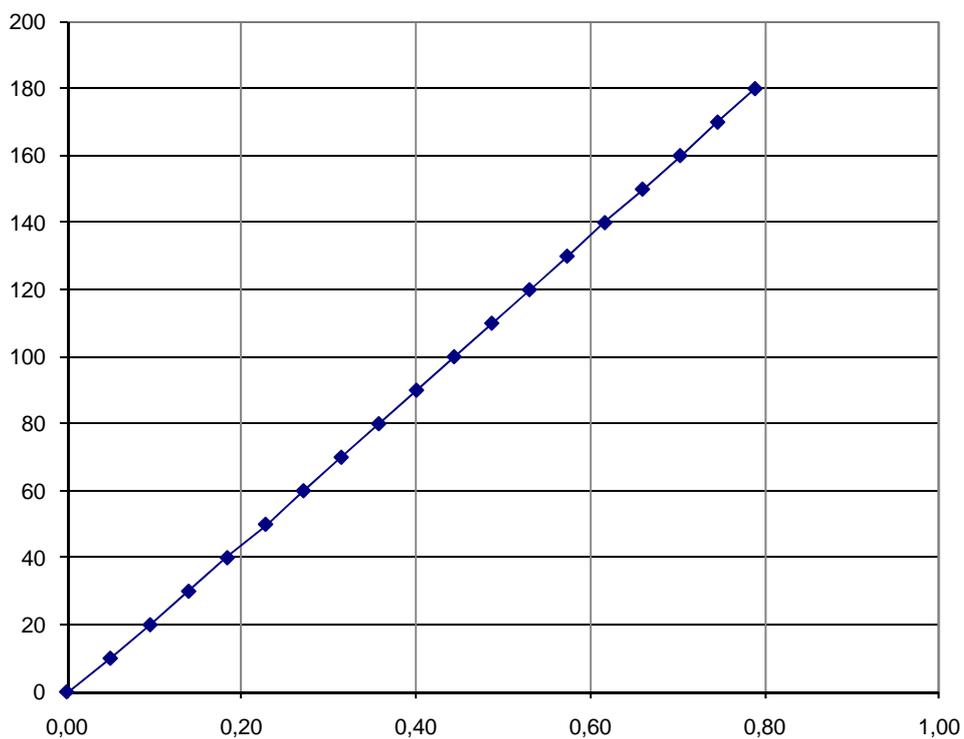


Figura A.11 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP6.

Tabela A.12 – Dados da calibração da célula de carga CP7.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10,0	0,0394	0,0394	0,0384	0,0390
20,0	0,0816	0,0816	0,0797	0,0810
30,0	0,1238	0,1238	0,1219	0,1232
40,0	0,1656	0,1661	0,1642	0,1653
50,0	0,2074	0,2083	0,2059	0,2072
60,0	0,2496	0,2496	0,2486	0,2493
70,0	0,2918	0,2918	0,2904	0,2914
80,0	0,3336	0,3336	0,3326	0,3333
90,0	0,3754	0,3758	0,3744	0,3752
100,0	0,4176	0,4171	0,4162	0,4170
110,0	0,4598	0,4589	0,4589	0,4592
120,0	0,5016	0,5011	0,5006	0,5011
130,0	0,5429	0,5424	0,5429	0,5427
140,0	0,5851	0,5842	0,5846	0,5846
150,0	0,6269	0,6264	0,6269	0,6267
160,0	0,6686	0,6682	0,6686	0,6685
170,0	0,7104	0,7104	0,7109	0,7106
180,0	0,7522	0,7522	0,7536	0,7526

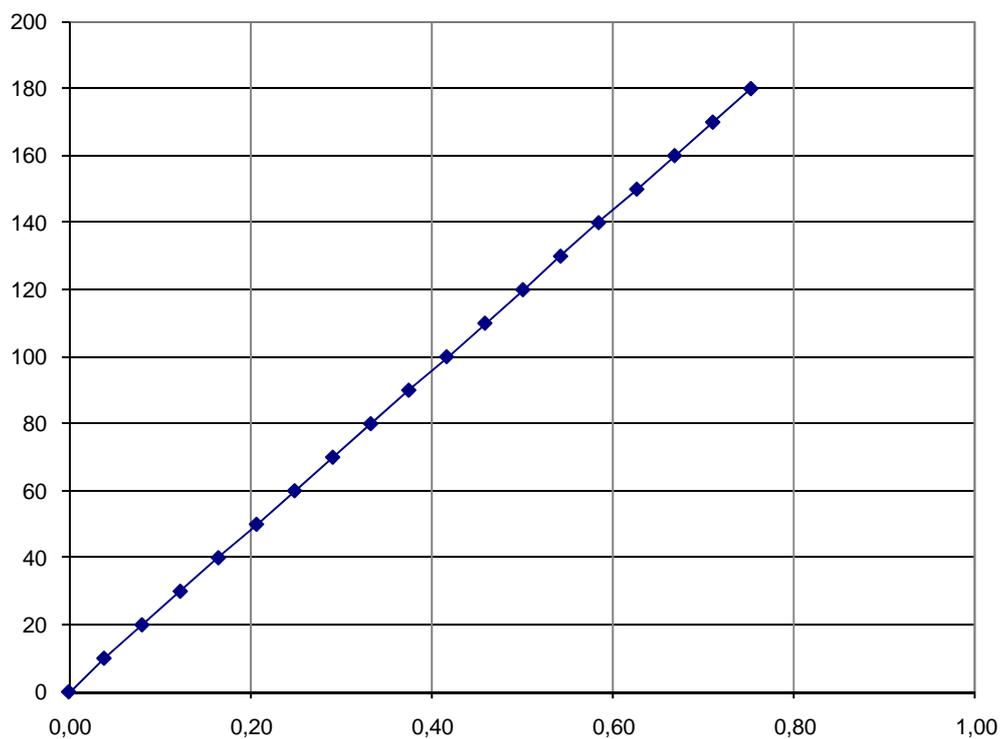


Figura A.12 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP7.

Tabela A.13 – Dados da calibração da célula de carga CP8.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	-0,0005	0,0000	-0,0002
10,0	-0,0413	-0,0432	-0,0432	-0,0426
20,0	-0,0802	-0,0850	-0,0840	-0,0830
30,0	-0,1176	-0,1224	-0,1210	-0,1203
40,0	-0,1546	-0,1589	-0,1579	-0,1571
50,0	-0,1925	-0,1973	-0,1968	-0,1955
60,0	-0,2314	-0,2362	-0,2352	-0,2342
70,0	-0,2698	-0,2755	-0,2750	-0,2734
80,0	-0,3096	-0,3154	-0,3144	-0,3131
90,0	-0,3494	-0,3547	-0,3547	-0,3530
100,0	-0,3893	-0,3950	-0,3946	-0,3930
110,0	-0,4296	-0,4349	-0,4344	-0,4330
120,0	-0,4699	-0,4752	-0,4742	-0,4731
130,0	-0,5107	-0,5155	-0,5150	-0,5138
140,0	-0,5520	-0,5563	-0,5554	-0,5546
150,0	-0,5933	-0,5966	-0,5962	-0,5954
160,0	-0,6346	-0,6374	-0,6370	-0,6363
170,0	-0,6763	-0,6787	-0,6778	-0,6776
180,0	-0,7190	-0,7195	-0,7186	-0,7190

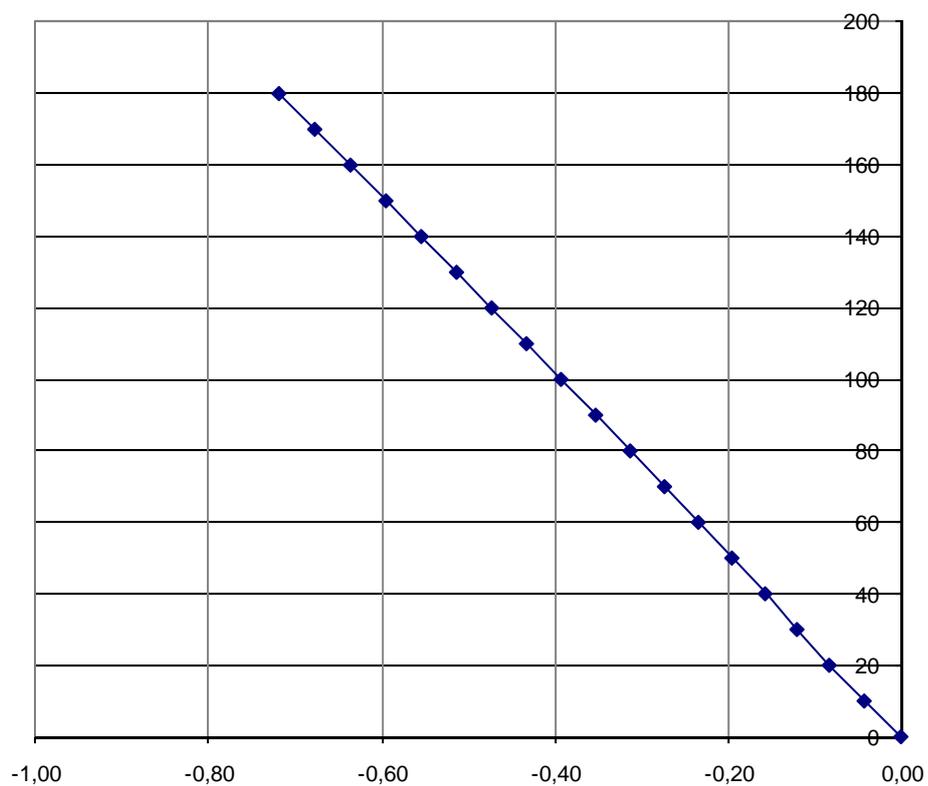


Figura A.13 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP8.

Tabela A.14 – Dados da calibração da célula de carga CP9.

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10,0	-0,0470	-0,0490	-0,0494	-0,0485
20,0	-0,0922	-0,0936	-0,0936	-0,0931
30,0	-0,1354	-0,1373	-0,1368	-0,1365
40,0	-0,1790	-0,1810	-0,1800	-0,1800
50,0	-0,2208	-0,2242	-0,2237	-0,2229
60,0	-0,2640	-0,2674	-0,2669	-0,2661
70,0	-0,3067	-0,3106	-0,3101	-0,3091
80,0	-0,3499	-0,3538	-0,3538	-0,3525
90,0	-0,3936	-0,3960	-0,3965	-0,3954
100,0	-0,4368	-0,4402	-0,4397	-0,4389
110,0	-0,4800	-0,4829	-0,4829	-0,4819
120,0	-0,5227	-0,5261	-0,5261	-0,5250
130,0	-0,5659	-0,5693	-0,5683	-0,5678
140,0	-0,6091	-0,6120	-0,6120	-0,6110
150,0	-0,6528	-0,6547	-0,6552	-0,6542
160,0	-0,6960	-0,6979	-0,6984	-0,6974
170,0	-0,7392	-0,7421	-0,7411	-0,7408
180,0	-0,7819	-0,7843	-0,7843	-0,7835

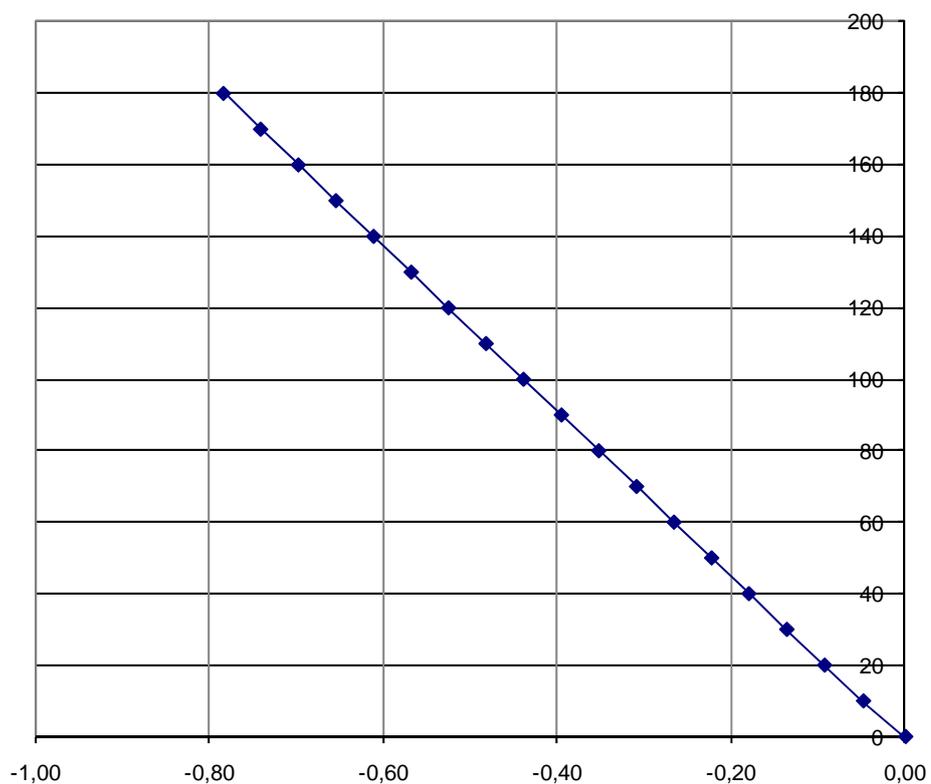


Figura A.14 – Gráfico de reta de calibração da célula de carga CP9.