

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO
COM PILARES DE BORDA E EXCENTRICIDADE
EXTERNA**

FÁBIO MATIAS HONÓRIO FELICIANO

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

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO
COM PILARES DE BORDA E EXCENTRICIDADE
EXTERNA

FÁBIO MATIAS HONÓRIO FELICIANO

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – 004 A/11
BRASÍLIA/DF, ABRIL – 2011

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

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM
PILARES DE BORDA E EXCENTRICIDADE EXTERNA**

FÁBIO MATIAS HONÓRIO FELICIANO

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

APROVADA POR:

Prof. GUILHERME SALES S. A. MELO, PhD (ENC-UnB)
(Orientador)

Prof. YOSIAKI NAGATO, DSc (ENC-UnB)
(Examinador Interno)

Prof. CARLOS EDUARDO LUNA DE MELO, Dr (FAU-UnB)
(Examinador Interno)

BRASÍLIA/DF, 20 DE ABRIL DE 2011

FICHA CATALOGRÁFICA

FELICIANO, FÁBIO MATIAS HONÓRIO

Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Pilares de Borda e Excentricidade Externa [Distrito Federal] 2011.

xix, 149p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2011).

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

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1.Punção

3.Pilar de Borda

I. ENC/FT/UnB

2.Lajes Lisas

4.Excentricidade Externa

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FELICIANO, F. M. H. (2011). Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Pilares de Borda e Excentricidade Externa. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-004A/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Fábio Matias Honório Feliciano.

TÍTULO: Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Pilares de Borda e Excentricidade Externa.

GRAU: Mestre

ANO: 2011

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.

Fábio Matias Honório Feliciano
Rua da Ingazeira, 225, Caçari.
69.307-430 Boa Vista – RR – Brasil.
fabiofeliciano.eng@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a Deus, fonte de todas as bênçãos e sabedoria.

A meus pais, irmãos e toda a minha família, pelo amor, confiança e carinho sempre fornecido.

A minha namorada, Alana, pelo amor, companheirismo, paciência e principalmente por me fazer feliz.

Aos amigos de curso, em especial a companheira de trabalho Nívea Gabriela por todo o conhecimento compartilhado.

Ao professor Guilherme Sales Melo pela disposição em ajudar, mesmo em assuntos não ligados diretamente à pesquisa.

Ao Professor Yosiaki Nagato pela paciência e solicitude.

Aos demais professores do curso e de toda caminhada acadêmica, que de alguma forma me ajudaram no decorrer do trabalho ou mesmo no crescimento profissional.

Aos técnicos de laboratório e funcionários da UnB pela prestatividade e competência.

Aos amigos que fiz na UFRR, basquete e pela vida afora, por ajudar a deixar a vida mais divertida.

A todos os que, mesmo através de críticas, me fizeram evoluir.

A CAPES pelo financiamento e incentivo à pesquisa.

Dedico este trabalho a meus pais, e espero estar, dessa forma, retribuindo minimamente tudo o que sempre fizeram por mim.

RESUMO

PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM PILARES DE BORDA E EXCENTRICIDADE EXTERNA.

Autor: Fábio Matias Honório Feliciano

Orientador: Guilherme Sales S. A. Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, abril de 2011

Embora diversas vantagens – construtivas e/ou arquitetônicas – sejam atribuídas às lajes lisas, a continuidade entre vãos consecutivos adotada em projetos multipavimentos faz da ligação laje-pilar uma região crítica, dado à concentração de tensões presente nesta região. Quando se adicionam carregamentos verticais e/ou horizontais, bem como a transmissão de momentos devido à imposição de excentricidades no apoio, esses efeitos são ainda mais pronunciados nos painéis externos. Nas normas de projeto, há a preocupação de incluir recomendações que certifiquem um comportamento seguro de ligações de lajes com pilares de borda submetidos a carregamentos excêntricos, embora estudos específicos ainda sejam bastante escassos, principalmente com relação a excentricidades externas. Dessa forma, para investigar o comportamento estrutural das ligações entre a laje e o pilar de borda foram ensaiados quatro modelos, que tiveram como variável a relação entre momento fletor e força cortante (relação M/V) na ligação, obtida pela variação da excentricidade de apoio em relação ao eixo do pilar, a saber: 300 mm (interna), centrada (referência) e 300 mm e 400 mm (externa). Os modelos estruturais consistiram da união de uma laje de dimensões 1700 mm x 2350 mm x 180 mm, com taxa de armadura de 0,75% e altura útil de 152 mm, a um pilar com 830 mm de altura e seção transversal quadrada (300 mm x 300 mm), dotado de uma projeção transversal de 650 mm para imposição das excentricidades no apoio. Os resultados foram analisados quanto ao comportamento de cargas últimas, deformações específicas na armadura, deformações específicas no concreto, deslocamentos verticais, rotação nos pilares e mapa de fissuração. Todos os modelos romperam por punção. As estimativas das normas ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2008 e EUROCODE 2:2004, para as cargas de ruptura, apontaram para uma necessidade de revisão do tratamento das normas para pilares de borda levando em consideração a excentricidade externa no apoio.

ABSTRACT

PUNCHING IN REINFORCED CONCRETE SLAB EDGE COLUMN CONNECTIONS WITH OUTWARD ECCENTRICITY

Author: Fábio Matias Honório Feliciano

Supervisor: Guilherme Sales S. A. Melo

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil
Brasília, April of 2011**

Although several advantages – constructive and/or architectural - are assigned to flat slabs, the continuity between consecutive spans that is taken into multifloors buildings turns the slab-column connection into a critical region, due to the stress concentration present in this region. When it's added vertical and/or horizontal loads and moments transferring due to the imposition of eccentricities at support, these effects are even more pronounced on external panels. On codes, there are concerns on including recommendations to certify safe behavior of slabs-edge columns connections subjected to eccentric loads, although specific studies are still rather scarce, especially related to outward eccentricities. Thus, to investigate the structural behavior of slabs-edge columns connections, four individual models were tested fixing as variable the ratio between bending moment and shear force (M/V) defined in terms of eccentricity of support, denoted as: 300 mm (inward), center (reference) and 300 mm and 400 mm (outward). Structural models consisted on slabs with dimensions of 1700 mm x 2350 mm x 180 mm with reinforcement ratio of 0.75% and 152 mm effective depth, connected with a column of 830 mm height and squared cross section (300x300 mm), equipped with a 650 mm projection to imposition of eccentricities at support. The results were analyzed in relation to the behavior of ultimate loads, strain in reinforcement, strain in concrete, vertical deflection, column rotations and crack pattern. All models failure by punching. The estimates of ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2008 and EUROCODE 2:2004, for the ultimate loads, indicate the need for revision of standards on the treatment of edge columns.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 - JUSTIFICATIVA	3
1.3 - OBJETIVOS	3
1.4 - METODOLOGIA	4
1.5 - ESTRUTURA DO TRABALHO	4
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 – PESQUISAS REALIZADAS	6
2.1.1 – NARASIMHAN (1971).....	6
2.1.2 – REGAN (1993)	10
2.1.3 – ALEXANDER & SIMONDS (1986).....	13
2.1.4 – TAKEYA (1981).....	19
2.1.5 – PESQUISAS RELACIONADAS REALIZADAS NA UnB.....	21
2.2 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	24
2.2.1 – ABNT NBR 6118:2003.....	24
2.2.2 - EUROCODE 2:2004.....	26
2.2.3 - ACI 318:2008.....	31
3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	35
3.1 – CONCEPÇÃO DO ENSAIO	35
3.2 – CONFECÇÃO DOS MODELOS	36
3.2.1 - Geometria.....	36
3.2.2 – Armadura das lajes	38
3.2.3 – Armadura dos pilares	39
3.2.4 - Formas.....	40
3.2.5 - Concretagem	41
3.3 – INSTRUMENTAÇÃO.....	43
3.3.1 – Medição da deformação específica na armadura	43
3.3.2 – Medição da deformação específica no concreto	47

3.3.3 – Medição deslocamentos verticais e horizontais	48
3.4 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	50
4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	52
4.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	52
4.1.1 - Concreto	52
4.1.2 – Aço	54
4.2 - CARGAS ÚLTIMAS.....	55
4.2.1 - Comparação com as previsões normativas	56
4.3 - DEFORMAÇÕES NA ARMADURA.....	60
4.4 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	70
4.5 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS	73
4.6 - ROTAÇÃO DOS PILARES	83
4.7 – MAPA DE FISSURAÇÃO	84
5 – ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	91
6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	99
6.1 – CONCLUSÕES.....	99
6.1.1 – Cargas Últimas	99
6.1.2 – Deformação da armadura	101
6.1.3 – Deformação do concreto	101
6.1.4 – Deslocamentos Verticais	101
6.1.5 – Sistema de Ensaio.....	102
6.1.6 – Análise Paramétrica.....	103
6.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105
APÊNDICE A – DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS	109
APÊNDICE B – DEFORMAÇÕES NO CONCRETO.....	125
APÊNDICE C – DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS.....	129
APÊNDICE D – CÁLCULO DAS PREVISÕES NORMATIVAS.....	137

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Transferência de momento causada por excentricidade interna	2
Figura 1.2 – Transferência de momento causada por excentricidade externa	2
Figura 2.1 – Modelos da série ES - NARASIMHAN (1971)	7
Figura 2.2 – Arranjo do ensaio - NARASIMHAN (1971).....	8
Figura 2.3 – Fissuração nas superfícies superiores - NARASIMHAN (1971).....	9
Figura 2.4 – Detalhe da aplicação de cargas horizontais no pilar - REGAN (1993)	11
Figura 2.5 – Concepção do ensaio - REGAN (1993).....	11
Figura 2.6 – Configuração dos ensaios - STAMENKOVIC & CHAPMAN (1974).....	14
Figura 2.7 – Configuração dos ensaios - KANE (1978)	15
Figura 2.8 – Configuração dos ensaios - HANSON & HANSON (1968).....	15
Figura 2.9 – Configuração dos ensaios - REGAN (1979).....	16
Figura 2.10 – Configuração dos ensaios - SCAVUZZO (1978), GOSSELIN (1984) e LAMB (1984).....	17
Figura 2.11 – Configuração dos ensaios - TAKEYA (1981).....	20
Figura 2.12 – Geometria dos modelos locais de ensaio - PONTES (2010).....	22
Figura 2.13 – Perímetro Crítico em Pilares de Borda - ABNT NBR 6118:2003.....	25
Figura 2.14 – Perímetro básico de controle típico ao redor de áreas carregadas - EUROCODE 2:2004	27
Figura 2.15 – Perímetro de controle para áreas carregadas perto ou em bordas ou cantos - EUROCODE 2:2004	27
Figura 2.16 – Distribuição de cisalhamento devido a um momento desbalanceado laje com pilar interno - EUROCODE 2:2004	29
Figura 2.17 – Perímetro de controle equivalente u_1^* - EUROCODE 2:2004	30
Figura 2.18 – Distribuição de tensões de cisalhamento assumida - ACI 318:2008.....	33
Figura 3.1 – Modelo com posição das cargas	35

Figura 3.2 – Vista da direção longitudinal do modelo	36
Figura 3.3 – Geometria dos modelos	37
Figura 3.4 – Projeção dos pilares para os modelos L2, L3 e L4	37
Figura 3.5 – Projeção dos pilares para o modelo L1	37
Figura 3.6 – Armadura superior da laje.....	38
Figura 3.7 – Armadura inferior da laje.....	38
Figura 3.8 – Armadura dos pilares	39
Figura 3.9 – Concepção da forma metálica.....	40
Figura 3.10 – Forma metálica após posicionamento da armadura.....	40
Figura 3.11 – Forma dos pilares.....	41
Figura 3.12 – Ensaio de abatimento de tronco de cone.....	41
Figura 3.13 – Moldagem dos corpos de prova	42
Figura 3.14 – Detalhe do adensamento do concreto	42
Figura 3.15 – Seções de análise dos deslocamentos verticais.....	44
Figura 3.16 – Deslocamentos verticais na direção longitudinal.....	44
Figura 3.17 – Deslocamentos verticais na direção transversal.....	45
Figura 3.18 – Deformada da laje	45
Figura 3.19 – Instrumentação das barras de aço	46
Figura 3.20 – Fases da instrumentação	47
Figura 3.21 – Pontos instrumentados no concreto	48
Figura 3.22 – Posição dos LVDT's	49
Figura 3.23 – Sistema de aquisição de dados utilizado.....	50
Figura 3.24 – Pórtico metálico para ensaio dos modelos.....	51
Figura 3.25 – Aplicação do carregamento	51
Figura 4.1 – Curva tensão-deformação das barras de aço (parcial)	54

Figura 4.2 – Reação de apoio no pilar.....	55
Figura 4.3 – Comparação entre as reações nos pilares na ruptura	56
Figura 4.4 – Cargas últimas – Ensaio x Normas	58
Figura 4.5 – Relação $V_{u,ensaio} / V_{u,normas}$	59
Figura 4.6 - Deformação na armadura longitudinal superior – L1.....	61
Figura 4.7 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L1.....	61
Figura 4.8 - Deformação na armadura transversal superior – L1.....	62
Figura 4.9 - Deformação na armadura transversal inferior – L1.....	62
Figura 4.10 - Deformação na armadura longitudinal superior – L2.....	63
Figura 4.11 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L2.....	63
Figura 4.12 - Deformação na armadura transversal superior – L2.....	64
Figura 4.13 - Deformação na armadura transversal inferior – L2.....	64
Figura 4.14 - Deformação na armadura longitudinal superior – L3.....	65
Figura 4.15 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L3.....	65
Figura 4.16 - Deformação na armadura transversal superior – L3.....	66
Figura 4.17 - Deformação na armadura transversal inferior – L3.....	66
Figura 4.18 - Deformação na armadura longitudinal superior – L4.....	67
Figura 4.19 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L4.....	67
Figura 4.20 - Deformação na armadura transversal superior – L4.....	68
Figura 4.21 - Deformação na armadura transversal inferior – L4.....	68
Figura 4.22 - Deformação no concreto – L1	71
Figura 4.23 - Deformação no concreto – L2	71
Figura 4.24 - Deformação no concreto – L3	72
Figura 4.25 - Deformação no concreto – L4	72
Figura 4.26 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L1	73

Figura 4.27 - Deslocamentos verticais na direção transversal – linha do eixo do pilar - L1	74
Figura 4.28 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 - L1.....	74
Figura 4.29 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L2.....	75
Figura 4.30 - Deslocamentos verticais na direção transversal-linha do eixo do pilar - L2.	75
Figura 4.31 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 - L2.....	76
Figura 4.32 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L3.....	76
Figura 4.33 - Deslocamentos verticais na direção transversal –linha do eixo do pilar-L3 .	77
Figura 4.34 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 - L3.....	77
Figura 4.35 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L4.....	78
Figura 4.36 - Deslocamentos verticais na direção transversal–linha do eixo do pilar -L4 .	78
Figura 4.37 - Deslocamentos verticais na direção transversal –linha do eixo do pilar-L4 .	79
Figura 4.38 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 – L4.....	79
Figura 4.39 – Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L1 para P = 380 kN.....	81
Figura 4.40 –Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L2 para P = 500 kN.....	81
Figura 4.41 – Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L3 para P = 460 kN.....	82
Figura 4.42 – Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L4 para P = 390 kN.....	82
Figura 4.43 – Inclinação dos pilares na ruptura	83
Figura 4.44 – Reação nos pilares x Rotação	84
Figura 4.45 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L1	85
Figura 4.46 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L2.....	85
Figura 4.47 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L3.....	86

Figura 4.48 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L4.....	86
Figura 4.49 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L1	87
Figura 4.50 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L2.....	87
Figura 4.51 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L3.....	88
Figura 4.52 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L4.....	88
Figura 5.1 – Modelagem para análise paramétrica dos modelos	91
Figura 5.2 – Deslocamentos Verticais – Carga de 10 kN e 100%. E_c	92
Figura 5.3 – Deslocamentos Verticais – Carga de 20 kN e 100%. E_c	93
Figura 5.4 – Deslocamentos Verticais – Carga de 30 kN e 100%. E_c	94
Figura 5.5 – Deslocamentos Verticais – Carga de 60 kN e 100%. E_c	95
Figura 5.6 – Deslocamentos Verticais – Carga de 30 kN e 70%. E_c	95
Figura 5.7 – Deslocamentos Verticais – Carga de 60 kN e 50%. E_c	96
Figura 5.8 – Deslocamentos Verticais – Carga de 60 kN e 25%. E_c	96
Figura 5.9 – Deslocamentos Verticais – Carga de 40 kN e 85%. E_c	97
Figura 5.10 – Deslocamentos Verticais – Carga de 460 kN e 20%. E_c	98
Figura D.1 – Seção crítica e sua distribuição da tensão de cisalhamento – ACI 318:2008	142
Figura D.2 – Dimensões do perímetro de controle e divisões para o cálculo de W_1	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resultados da série ES - NARASIMHAN (1971)	9
Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios - REGAN (1993)	13
Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios utilizados no trabalho - ALEXANDER & SIMONDS (1986)	18
Tabela 2.4 – Dimensões e variáveis dos modelos - PONTES (2010).....	22
Tabela 2.5 – Grupos e parâmetros - PONTES (2010).....	23
Tabela 2.6 – Relação M/V e cargas de ruptura - PONTES (2010)	23
Tabela 2.7 – Valores de K - ABNT NBR 6118:2003	25
Tabela 3.1 – Excentricidades dos apoios sob os pilares.....	36
Tabela 4.1 – Ensaio de Tração por Compressão Diametral	53
Tabela 4.2 – Ensaio de Compressão.....	53
Tabela 4.3 – Ensaio de Módulo de Elasticidade	54
Tabela 4.4 – Cargas últimas dos modelos	56
Tabela 4.5 – Comparação com resultados previstos pelas normas	58
Tabela 4.6 – Comparação entre os resultados dos ensaios e os das normas com extrapolações.....	59

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c - Área da seção crítica;

A_s - Área de aço;

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_e - Largura colaborante da laje para o cálculo do momento resistente;

b_w - Largura da seção crítica ou largura da área tributária considerada;

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_{CD} - Excentricidade do perímetro crítico, corresponde à distância entre o eixo que passa pelo centróide do perímetro crítico e a borda livre;

d - Média aritmética das alturas úteis da armadura passiva nas duas direções;

d_x - Altura útil da armadura passiva na direção x ;

d_y - Altura útil da armadura passiva na direção y ;

e - Excentricidade do apoio sob o pilar em relação ao eixo do pilar;

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;

E_c - Módulo de elasticidade do concreto;

E_s - Módulo de elasticidade do aço;

EC2 - EUROCODE 2;

ELS - Extensômetro das armaduras longitudinais superiores;

ELI - Extensômetro das armaduras longitudinais inferiores;

ETS - Extensômetro das armaduras transversais superiores;

ELS - Extensômetro das armaduras transversais inferiores;

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_{ct} - Resistência do concreto à tração, em MPa;
 f_{ctj} - Resistência do concreto à tração aos j dias, em MPa;
 f_y - Tensão de escoamento do aço, em MPa;
 F_{sd} - Força ou reação concentrada de cálculo;
 h - Espessura da laje;
 J_c - Momento polar de inércia da seção crítica na direção perpendicular à borda da ligação;
 k - Coeficiente que considera a relação entre as dimensões do pilar;
 M_{ED} - Momento fletor atuante de cálculo;
 M_{sd1} - Momento fletor de cálculo perpendicular à borda da ligação;
 M_{sd}^* - Momento fletor de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar;
 M_u - Momento fletor calculado em relação ao centro do pilar;
 M_{u1} - Momento fletor calculado em relação ao centro do pilar na direção paralela à borda que contém o pilar;
 M_{u2} - Momento fletor calculado em relação ao centro do pilar na direção perpendicular à borda que contém o pilar;
 $N_{Ed,y}$ e $N_{Ed,z}$ - Força longitudinal através da seção de controle para pilares de borda;
 P_u - carga total aplicada pelo sistema.
 u - Perímetro de controle crítico;
 u_1 - Comprimento do perímetro de controle básico;
 u^* - Perímetro de controle crítico reduzido;
 V_c - Força resistente ao cisalhamento nominal fornecida pelo concreto;
 V_d - Carga de projeto estimada de ruptura da laje;
 V_n - Força resistente ao cisalhamento;
 V_{ED} - Força de cisalhamento de cálculo;
 $V_{RD,c}$ - Valor de projeto da resistência à punção de uma laje sem armadura de punção ao longo da seção de controle considerada;
 $V_{RD,cs}$ - Valor de projeto da resistência à punção de uma laje com armadura de punção ao longo da seção de controle considerada;
 $V_{RD,máx}$ - Valor máximo de cálculo da força resistente ao cisalhamento ao longo da seção de controle considerada;

V_s – Força resistente ao cisalhamento ao cisalhamento nominal fornecida pela armadura de cisalhamento;

V_u - Reação do apoio do pilar;

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 ;

W_{p2} - Módulo de resistência plástica na direção paralela à borda livre, calculado pelo perímetro u ;

LETRAS GREGRAS

β - Fator que considera a influencia da transmissão de momento na resistência ao cisalhamento;

ϕ - Diâmetro da armadura;

γ_c - Coeficiente de segurança do concreto;

v_E - Tensão de cisalhamento atuante;

v_n - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

v_u - Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

ρ - Taxa geométrica de armadura passiva de flexão;

ρ_s - Taxa geométrica de armadura passiva de flexão;

$\rho_{s, \text{long}}$ - Taxa geométrica de armadura passiva de flexão na direção longitudinal;

$\rho_{s, \text{transv}}$ - Taxa geométrica de armadura passiva de flexão na direção transversal;

$\rho_{s, \text{total}}$ - Taxa geométrica de armadura passiva de flexão resultante;

ρ_x - Taxa geométricas de armadura passiva na direção x ;

ρ_y - Taxa geométrica de armadura passiva na direção y ;

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_{rd1} - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

τ_{sd} - Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O sistema estrutural com lajes lisas de concreto armado vem se estabelecendo como uma alternativa viável em relação ao sistema convencional de lajes maciças, vigas e pilares, se destacando por sua funcionalidade e economia. Entre suas vantagens pode-se destacar que a eliminação ou redução das vigas implica uma redução nos materiais e mão-de-obra relacionados à produção de fôrmas e revestimentos, além de promover maior agilidade na execução destes serviços e de outros como armação, lançamento, adensamento e desforma do concreto.

No entanto, é necessário se tomar cuidados especiais na implementação deste sistema. Dentre os principais está a possibilidade de ruptura por punção na ligação da laje com o pilar. Este tipo de ruptura é frágil e ocorre quando o cisalhamento se torna crítico. Por isso, é importante o conhecimento do comportamento dessa região de ligação.

Outro ponto que merece destaque é que, quando uma ruptura por punção ocorre, há uma grande possibilidade de acontecer um colapso progressivo em toda a estrutura, caso esta não seja capaz de absorver os acréscimos de carga devido à redistribuição de esforços.

Ainda são necessários muitos estudos sobre esse assunto, pois as principais normas e códigos do mundo apresentam divergências entre si. A realização de estudos experimentais é, sem dúvida, o melhor caminho o entendimento deste fenômeno, pois permite a comparação com as disposições normativas e a adequação destas normas a um dimensionamento seguro e econômico. Quando se trata de laje com pilar de borda com transferência de momento do pilar para a laje a quantidade de estudos existentes é bastante reduzida, e quando esse momento fletor é resultante de uma excentricidade externa, as bibliografias são escassas.

Em uma situação real, essa transferência de momento pode ocorrer, por exemplo, em uma estrutura sob efeito de abalos sísmicos. Outra causa é a existência de forças horizontais causadas pelo vento ou mesmo uma situação em que a excentricidade já exista em projeto.

Em geral, a simulação da transferência de momento do pilar para a laje em estudos experimentais é feita pela resultante de forças horizontais no pilar ou por uma excentricidade no apoio do pilar. Neste trabalho se escolheu utilizar a última maneira, por ser mais adequada às condições de ensaio disponíveis. As Figuras 1.1 e 1.2 exemplificam esses dois casos de transferência de momento, e definem as direções adotadas para uma excentricidade interna ou externa à laje, as quais determinarão a direção de rotação do pilar referidas no decorrer do trabalho (a direção da rotação é tomada como interna quando a porção do pilar inferior à laje rotaciona em direção à laje, e externa quando rotaciona no sentido oposto).

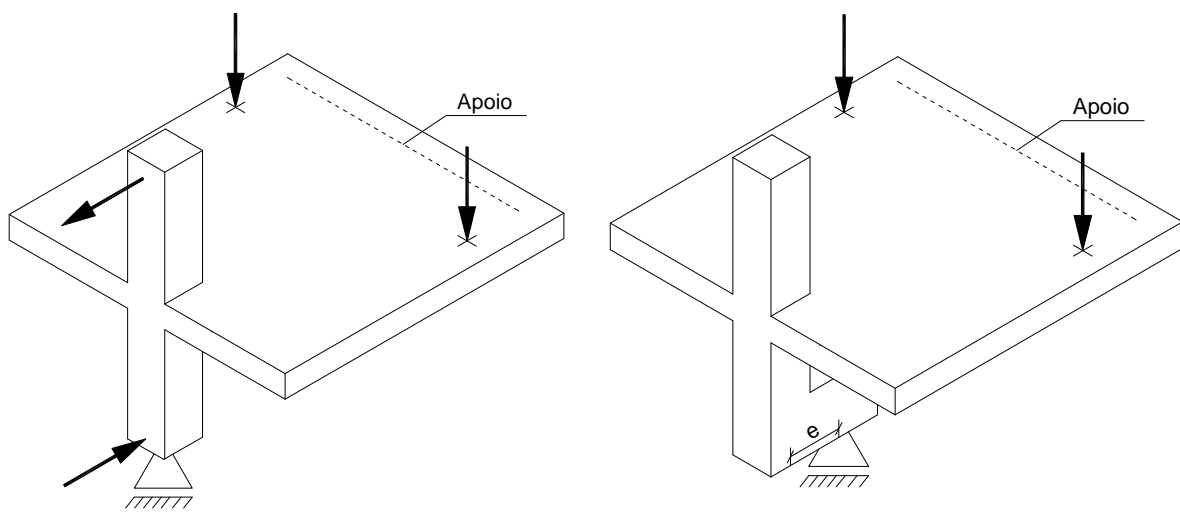


Figura 1.1 – Transferência de momento causada por excentricidade interna

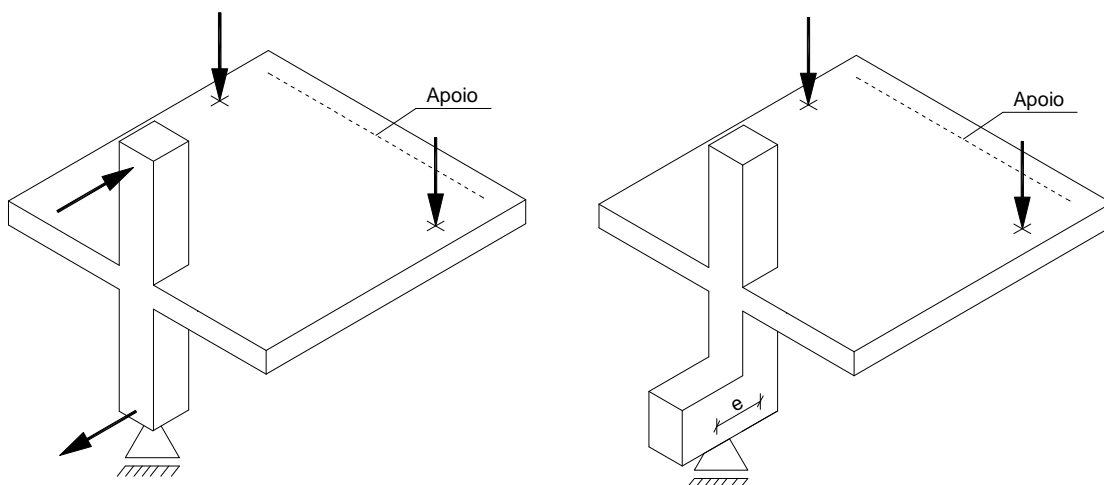


Figura 1.2 – Transferência de momento causada por excentricidade externa

1.2 - JUSTIFICATIVA

A engenharia busca constantemente avanços tecnológicos de forma que se possa utilizar a menor quantidade de recursos materiais, sem permitir a redução da eficiência da estrutura.

No caso do sistema estrutural em lajes lisas de concreto armado isso está intimamente ligado ao conhecimento do comportamento à punção da região de ligação laje-pilar. Por isso, o fenômeno da punção nestas lajes vem sendo alvo de muitas pesquisas ao redor do mundo, pois ainda não está claro o funcionamento quanto à distribuição de esforços da laje nas proximidades dos pilares. Entretanto, o estudo do parâmetro “excentricidade externa” em lajes lisas com pilares de borda é um assunto sobre o qual ainda não existem muitas pesquisas. Mais que isso, as normas e códigos existentes não fornecem previsões confiáveis para essa situação.

Portanto, estudos experimentais sobre o assunto são fundamentais para que primeiramente se ateste a existência do problema e posteriormente se interprete os dados obtidos, servindo de embasamento para outros estudos que poderão conduzir a novas disposições normativas.

1.3 - OBJETIVOS

Este trabalho é parte integrante de uma linha de pesquisa da Universidade de Brasília que estuda a punção com diversas variantes, e tem como objetivo principal ser mais um instrumento de contribuição para esse segmento.

Os objetivos específicos desta pesquisa são a análise da influência da variação da relação momento fletor – esforço cortante na ligação laje-pilar de borda em sua resistência à punção por meio de estudos experimentais, e a comparação dos resultados destes ensaios com as estimativas da ABNT NBR 6118:2003, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2008.

1.4 - METODOLOGIA

Inicialmente, para definição da configuração do sistema de ensaio e dos modelos, foram estudados trabalhos que tratam assuntos semelhante. Houve dificuldade em se encontrar pesquisas que tratassem a excentricidade externa, mas as referências bibliográficas utilizadas foram importantes para um melhor entendimento do assunto como um todo.

Em seguida, de acordo com as condições e equipamentos disponíveis, os modelos foram estabelecidos e foram realizados experimentos de quatro modelos locais de laje lisa de concreto armado com pilar de borda com diferentes excentricidades, verificando as características de ruptura por punção dos mesmos. Os modelos foram produzidos e ensaiados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Após os ensaios, os resultados foram analisados e discutidos quanto a questões como deformação específica no concreto e no aço, deslocamentos verticais, rotações e cargas de ruptura. Essas cargas foram comparadas com as estimativas de algumas das mais importantes normas e códigos de concreto armado do mundo, que são a norma brasileira ABNT NBR 6118:2003, a norma americana ACI 318:2008 e a européia EUROCODE 2:2004.

1.5 - ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho divide-se em 6 capítulos. O Capítulo 2 traz os detalhes de alguns trabalhos que possuem alguma relação com a pesquisa desenvolvida. Esses detalhes são usados para o desenvolvimento de um modelo que traduza corretamente o comportamento pretendido. A revisão bibliográfica evidencia a escassez de pesquisas similares à desenvolvida nesta dissertação.

No Capítulo 3 é apresentado detalhadamente todo o programa experimental realizado. As características dos modelos como geometria, armaduras, propriedades mecânicas, definição das variáveis de ensaio e instrumentação são abordadas, além dos processos utilizados para realização dos ensaios.

Os resultados experimentais são apresentados e discutidos no Capítulo 4. São utilizados gráficos para maior facilidade na interpretação. Os resultados são analisados quanto às cargas últimas, deformações nos pontos instrumentados da armadura e do concreto, característica de deslocamentos verticais e rotação dos pilares, além de uma comparação das cargas obtidas nos ensaios com as previsões normativas.

O capítulo 5 faz uma breve análise paramétrica dos modelos ensaiados com excentricidade externa. O comportamento dos modelos é aproximado com uma variação do módulo de elasticidade do concreto de acordo com o aumento da aplicação do carregamento.

O capítulo 6 resume as conclusões obtidas dos resultados e sugere novas abordagens para trabalhos futuros.

São apresentados no final da dissertação as referências bibliográficas e os apêndices com os resultados das medições realizadas e os cálculos das previsões normativas.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados dois trabalhos sobre lajes lisas de concreto armado com pilares de borda com transferência de momento entre a laje e o pilar. As concepções de ensaio apresentadas são diferentes da proposta neste trabalho, mas podem servir de base para comparação de resultados. Também serão apresentadas as diretrizes normativas sobre o assunto da ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2008, EUROCODE 2:2004.

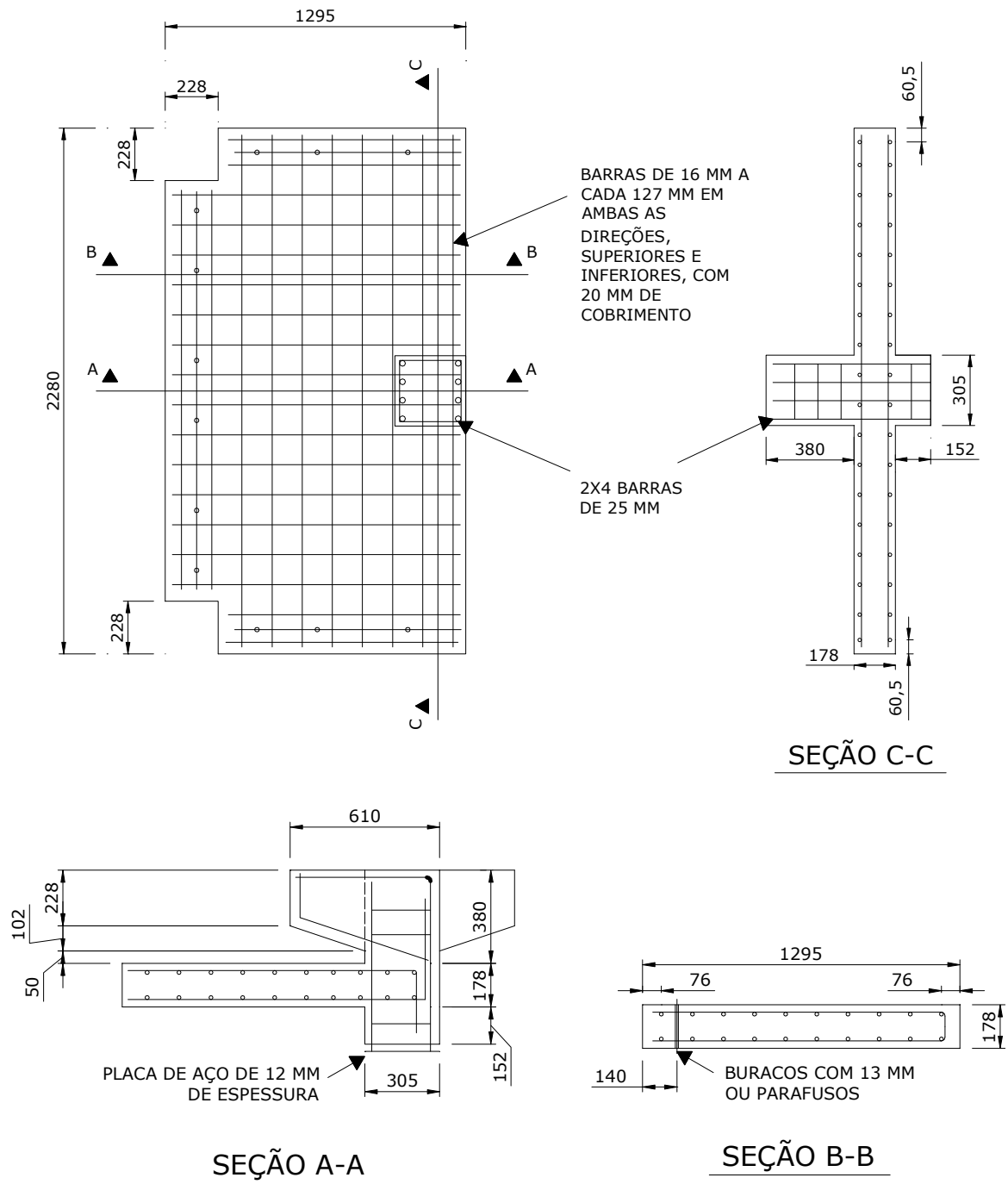
2.1 – PESQUISAS REALIZADAS

2.1.1 – NARASIMHAN (1971)

NARASIMHAN (1971) ensaiou tipos de ligações laje-pilar distribuídas nas séries: (a) série L: ligação laje-pilar interno, (b) série ES: ligação laje-pilar de borda e (c) série CS: ligação laje-pilar de canto. Por se tratar de pilar de borda, apenas a série ES interessa para este trabalho.

Todas as lajes ensaiadas apresentavam espessura de 178 mm. A armadura de flexão em todas as lajes consistiu de barras com 16 mm de diâmetro nas duas direções principais, regiões superior e inferior, a 127 mm de eixo a eixo, com cobrimento de 20 mm nas duas faces. Os pilares eram quadrados de 305 mm de lado com 8 barras de 25,4 mm de diâmetro. A densa armadura foi fornecida ao pilar de modo a ser evitada uma ruptura prematura deste elemento. Carregamentos excêntricos foram aplicados na ligação laje-pilar a partir da porção em balanço do pilar.

A série ES foi composta de sete modelos com dimensões de 2285 mm x 1295 mm. Eles foram simplesmente apoiados em três bordas (dois lados menores e um lado maior) e a quarta que continha o pilar, estava livre. As principais variáveis foram a excentricidade da carga aplicada e a quantidade de armadura de cisalhamento. Dos sete modelos da série ES, três (ES1, ES2, ES5) são de maior interesse para este trabalho, pois também não possuem armadura de cisalhamento. Os detalhes dos modelos e dos arranjos da armação podem ser vistos na Figura 2.1.



Dimensões em mm.

Figura 2.1 – Modelos da série ES - NARASIMHAN (1971)

A ligação laje-pilar está em uma das bordas de maior dimensão da laje. A laje foi disposta na vertical e o carregamento foi aplicado horizontalmente (Figura 2.2).

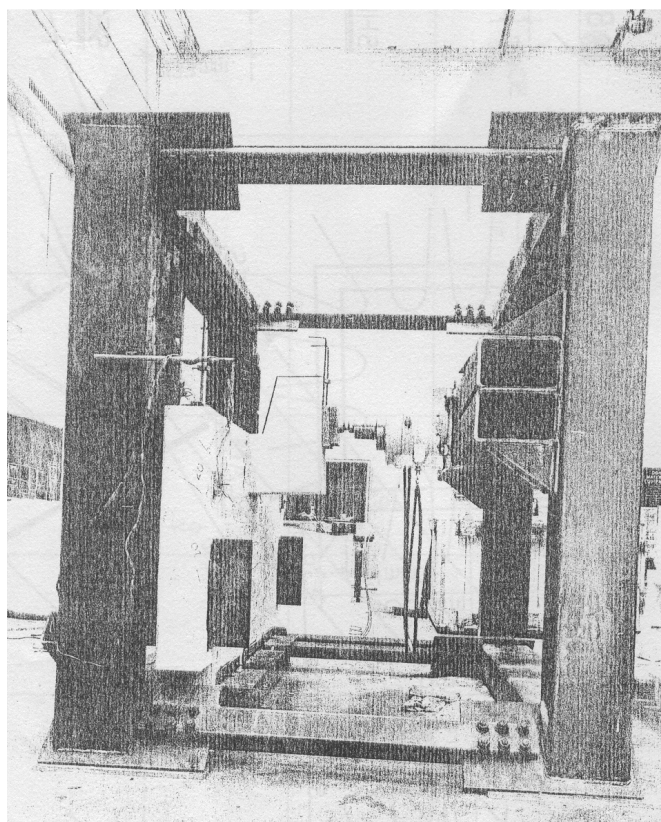


Figura 2.2 – Arranjo do ensaio - NARASIMHAN (1971)

O comportamento das conexões das lajes tanto com pilar interno quanto de borda e de canto foram discutidos com relação aos seus perfis de deslocamento, deformações, padrões de fissuração e carga última. As lajes foram ensaiadas a fim de fornecer informação sobre o comportamento das peças quando submetidas a um carregamento combinado. Assim, todas as outras variáveis, como as dimensões da laje e do pilar e a percentagem de ferro principal foram mantidas constantes. As armaduras foram fornecidas de tal maneira que fossem suficientes para garantir uma ruptura frágil em caso de ausência de armadura de cisalhamento. Embora a intenção fosse manter a resistência do concreto uniforme, o uso de concreto usinado tornou-a também uma variável.

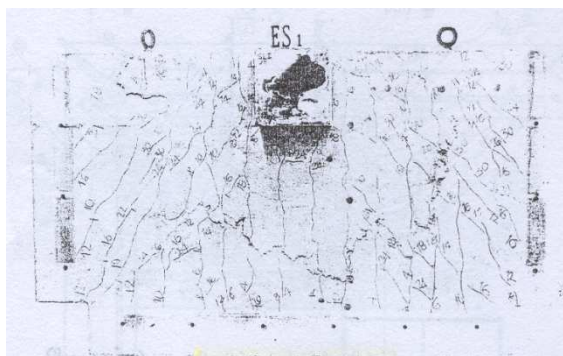
A Tabela 2.1 traz os resultados dos ensaios da série ES, destacando os modelos ES1, ES2 e ES5. Sendo a excentricidade interna considerada positiva, percebe-se que em relação ao

modelo sem excentricidade, houve uma perda de capacidade quando se introduziu excentricidade externa e um ganho no caso de excentricidade interna.

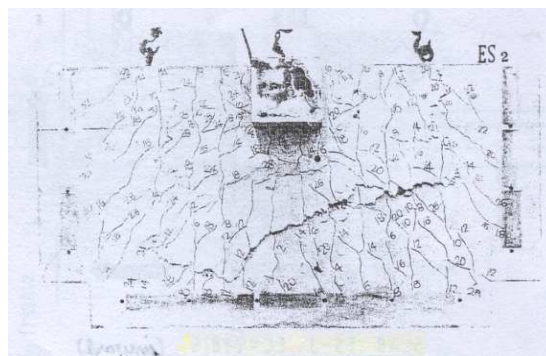
Tabela 2.1 – Resultados da série ES - NARASIMHAN (1971)

Lajes	f_c (MPa)	e (mm)	A_s (mm ²)	V_u (kN)
ES1	-	0,0	-	309
ES2	30,4	228,5	-	342
ES3	40,0	228,5	517	442
ES4	41,6	228,5	1140	508
ES5	32,1	-228,5	-	264
ES6	26,5	0,0	517	370
ES7	35,5	-228,5	517	310

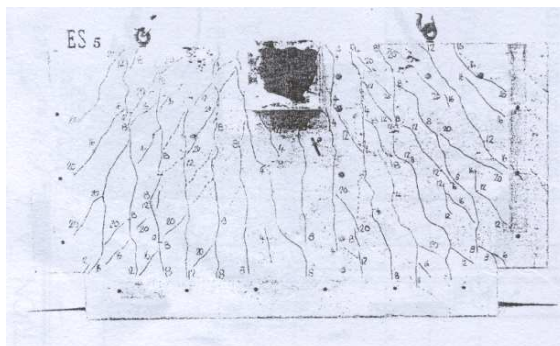
O padrão de fissuração apresentado na superfície superior da laje é mostrado na Figura 2.3.



a) ES1



b) ES2



c) ES5

Figura 2.3 – Fissuração nas superfícies superiores - NARASIMHAN (1971)

O trabalho de NARASIMHAN (1971) é o que mais se assemelha com as intenções deste trabalho, pois também avalia a questão da excentricidade externa. Sua pesquisa fornece importantes dados para comparação, embora a quantidade de ensaios feitos não permita conclusões absolutas. Outro ponto questionável é a configuração do sistema de ensaio, em que a carga é aplicada na região inferior do pilar e apoios são dispostos nas três bordas que não continham o pilar. Estes não permitiam deslocamento da laje para nenhum dos lados. Isto pode ter inibido a rotação da laje nas proximidades dessas regiões.

A partir das informações obtidas no trabalho de NARASIMHAN (1971), não é possível fazer uma interpretação segura das condições de apoio, embora se deduza da Figura 2.2 que o carregamento aplicado na face inferior do pilar simula a reação de apoio na ligação, que para corresponder a um sistema real, tem nas restrições impostas nas bordas perpendiculares à que continha o pilar uma simulação de pontos de aplicação de carga, e na borda paralela um apoio contínuo. Portanto uma melhor configuração, em que carregamentos pontuais fossem aplicados na região superior e apoios desenvolvidos para a região inferior, poderia ser utilizada.

2.1.2 – REGAN (1993)

REGAN (1993) ensaiou lajes de 200 mm de espessura, com 3000 mm x 5784 mm em planta, conectadas a pilares quadrados de 300 mm de lado posicionados no centro de cada uma de suas bordas de menor dimensão, ensaiando uma ligação de cada vez. O carregamento vertical sobre as lajes foi aplicado em pontos a 914 mm para cada lado do centro da direção transversal da laje. Além deste, a cada incremento de carga, forças horizontais foram aplicadas nos pilares, uma a 750 mm acima da borda superior da laje e outra a mesma distância abaixo da borda inferior, em direções opostas, gerando transferência de momento fletor do pilar para a laje.

Na direção de maior dimensão o modelo era biapoiado, contendo um apoio sob o pilar e outro contínuo a 5000 mm do centro desse pilar, ou seja, esse apoio se posicionava antes do pilar

que não estava sendo ensaiado. Este, então, ficava preservado para um novo ensaio. A Figura 2.4 detalha a aplicação das cargas horizontais e a Figura 2.5 ilustra a concepção do ensaio.

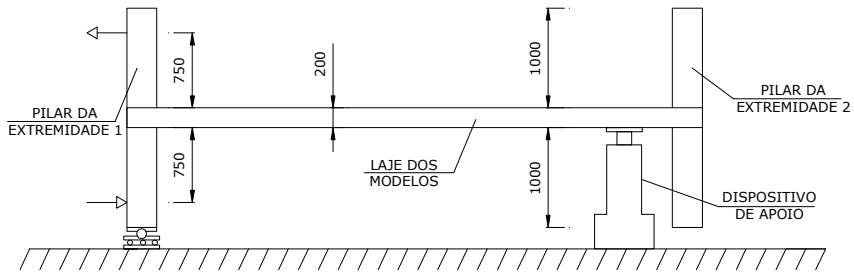
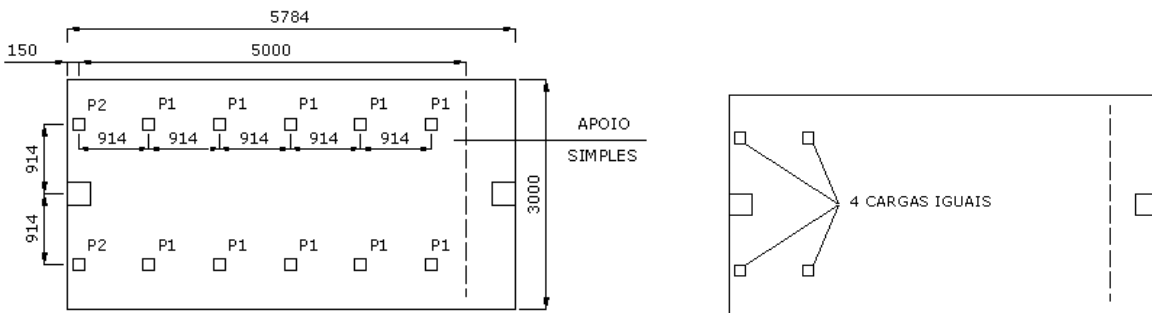
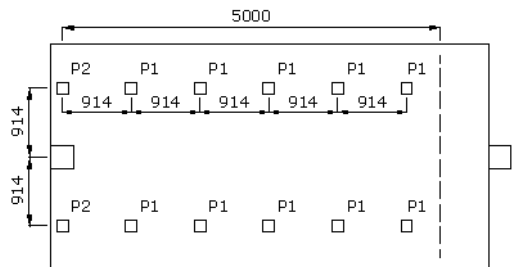


Figura 2.4 – Detalhe da aplicação de cargas horizontais no pilar - REGAN (1993)

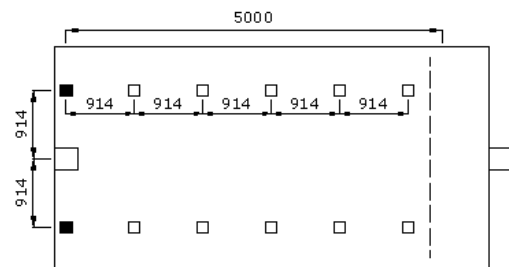


Lajes de 1 a 4 (exceto parte 2 do ensaio da extremidade 1 da laje 3)

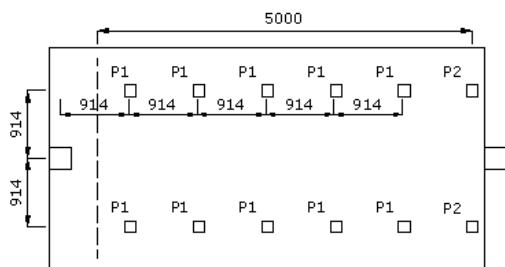
Lajes 3 – 2ª parte do ensaio da extremidade 1



Lajes 5 – 1ª parte do ensaio da extremidade 1



Lajes 5 – 2ª parte do ensaio da extremidade 1 (As cargas em preto aumentaram)



Lajes 5 – extremidade 2

Dimensões em mm.

Figura 2.5 – Concepção do ensaio - REGAN (1993)

Foram ensaiadas as duas conexões de 5 modelos, totalizando 10 experimentos. Nos modelos de 1 a 4, a face externa dos pilares estava nivelada com a extremidade da laje. No modelo 5 o comprimento entre as extremidades da laje foi o mesmo dos demais experimentos mas o pilar se projetava além da extremidade. Na extremidade 1 a projeção do pilar foi de 150 mm, enquanto na extremidade 2 de 300mm.

A armadura principal inferior foi a mesma para todos os 5 modelos e composta por 23 barras de 12 mm de diâmetro espaçadas por 130 mm e com cobrimento de 20 mm. A armadura superior longitudinal nos pilares para os modelos 1, 2 e 3 foi composta de 11 barras de 12 mm divididas em um faixa de 500 mm. Os detalhes dos modelos 1, 2 e 3 possuíam poucas diferenças. No modelo 4, a armadura superior consistia de 8 barras de 16 mm na extremidade 1 e 7 barras de 12 mm na extremidade 2. Para o modelo 5, que possui a projeção dos pilares, foram colocadas 9 barras de 12 mm na extremidade 1 e 5 barras de 12 mm na extremidade 2. A armadura transversal superior foi a mesma para todas as lajes, possuindo necessariamente alguns rearranjos na laje 5.

A armadura transversal inferior passando através do pilar consistiu de 3 barras de 12 mm para as extremidades 1 e 2 dos modelos 1, 3 e 4. Na extremidade 1 d modelo 2 havia apenas 1 barras de 12 mm e a extremidade 2 possuía 3 barras de 12 mm, sendo estas últimas localizadas à meia espessura da laje. Para o modelo 5, apenas a extremidade 1 possuía armação transversal atravessando o pilar, sendo 2 barras de 12 mm. A armadura transversal inferior restante foi de 8 mm a cada 400 mm. A Tabela 2.2 apresenta os resultados dos ensaios.

Tabela 2.2 – Resultados dos ensaios - REGAN (1993)

Lajes	Extremidade	f_c (MPa)	A_s (mm ²)	V_u (kN)	M_u (kN.m)
1	1	44,3	1244	244	118
	2	44,3	1244	226	138
2	1	44,2	1244	218	124
	2	44,2	1244	247	129
3	1	51,3	1244	243	111
	1	51,3	1244	378	73
	2	51,3	1244	195	148
4	1	53,4	1609	251	149
	2	53,4	792	243	111
5	1	48,0	1018	232	90
	1	48,0	1018	293	84
	2	48,0	198	198	86

O objetivo específico deste trabalho era uma comparação dos resultados experimentais com as previsões da norma inglesa BS8110. O binário de forças horizontais aplicado no pilar para introdução do momento fletor, simulava apenas casos de excentricidade interna.

Portanto, a pesquisa de REGAN (1993) é interessante para servir como embasamento de algumas análises, porém ratifica a necessidade de estudos mais aprofundados em que também seja avaliada a excentricidade externa, além da verificação da adequação de outras normas.

2.1.3 – ALEXANDER & SIMONDS (1986)

Este trabalho descreve um método para análise de conexões laje-pilar usando uma analogia de treliça para modelar o fluxo de forças entre a laje e o pilar. Embora sirva para aplicações gerais, o modelo é desenvolvido em detalhes para casos de lajes lisas com pilares de borda sob cisalhamento combinado a momento. As lajes não são armadas ao cisalhamento e o momento fletor existe em relação ao eixo paralelo à borda livre.

Um novo mecanismo para explicar o fenômeno da punção é proposto. Este mecanismo descreve a punção como a ruptura da laje por confinamento de forças de compressão no concreto fora do plano da laje.

O modelo é calibrado com resultados de 48 ensaios de conexões de laje-pilar interno apenas sob forças de cisalhamento. São também usados 43 ensaios de conexões de laje-pilar de borda a partir de 8 trabalhos separados.

Apesar de este trabalho ter como principal objetivo uma análise numérica e não experimental, são tratados conceitos importantes sobre a questão da punção, além de serem detalhadas algumas pesquisas experimentais de difícil acesso.

Nos trabalhos citados por ALEXANDER & SIMONDS (1986), não são apresentados com clareza alguns dados como por exemplo, os detalhes das condições de apoio, mas ainda assim é importante apresentá-los, de modo a permitir a visualização de diferentes concepções.

STAMENKOVIC & CHAPMAN (1974) conduziram uma extensa série de ensaios para pilares internos, de borda e de canto sob carregamentos variados. O esquema dos ensaios de conexões laje-pilar de borda é apresentado na Figura 2.6. Seis modelos variando a transferência de momento do pilar para a laje foram ensaiados. As lajes tinham 75 mm de espessura e área 23226 mm². O carregamento era aplicado na face inferior do pilar, que possuía área de 3226 mm². A borda que continha o pilar era livre e as outras três simplesmente apoiadas.



Figura 2.6 – Configuração dos ensaios - STAMENKOVIC & CHAPMAN (1974)

ZAGHLOOL (1971) ensaiou dentre outras conexões, as de laje-pilar de borda, em que os pilares possuíam área variando de 4516 mm² até 9032 mm². As lajes tinham 965 x 183 x 152 mm. A aplicação do carregamento e condições de apoio foram similares aos de

STAMENKOVIC & CHAPMAN (1974). Um total de oito ensaios deste tipo foram feitos, em que quatro variando apenas a relação momento/cortante. Os outros quatro variaram também a armação das lajes e tamanho do pilar.

KANE (1978) fez o experimento de quatro modelos de conexões com pilares retangulares e carregamento aplicado sobre a laje, que tinha aproximadamente 700 mm x 400 mm x 50 mm. Sua configuração é mostrada na Figura 2.7. A principal variável foi a quantidade de armadura.

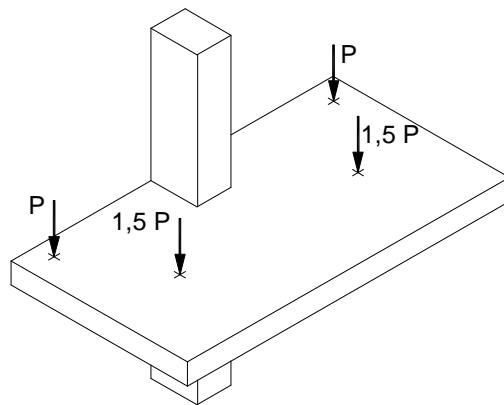


Figura 2.7 – Configuração dos ensaios - KANE (1978)

A pesquisa de HANSON & HANSON (1968) experimentou uma ligação laje-pilar de borda. O pilar tinha 3070 mm² e a laje aproximadamente 1200 mm x 115 mm x 75 mm. Uma linha simples de carga foi aplicada nos modelos, como mostrado na Figura 2.8.

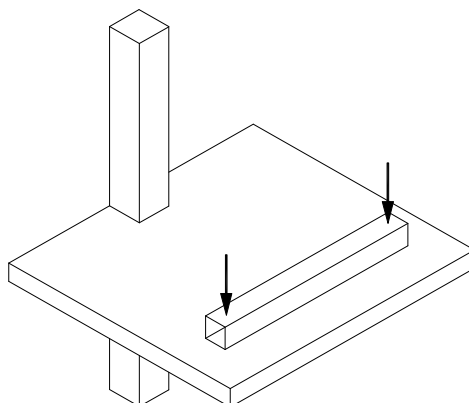


Figura 2.8 – Configuração dos ensaios - HANSON & HANSON (1968)

REGAN (1979), em um trabalho diferente do já tratado nesta revisão, ensaiou ligações laje-pilares de borda divididos nos modelos de SE1 à SE8, com 8 pontos de carga e configuração mostrada na Figura 2.9 e SE9, SE10 e SE11, aumentado para 10 pontos de carga. Todas as lajes tinham 125 mm de espessura. Variáveis incluindo distribuição das armaduras e tamanho dos pilares foram impostas. O modelo SE3 não foi tratado por possuir armadura de cisalhamento. Uma característica especial dessas lajes é o fato de não possuírem armaduras inferiores paralelas à borda da laje contendo o pilar.

Os modelos continham pilares em duas bordas opostas. Nos casos em que a extremidade que não estava sendo ensaiada parecia estar em boas condições, um novo ensaio foi realizado. Isto consistiu em apoiar a laje em um ponto intermediário e o pilar intacto foi em seguida levado à ruptura. Para estes ensaios, o sistema de restrição de deslocamentos horizontais não foi utilizado e o momento desequilibrado se tornou zero.

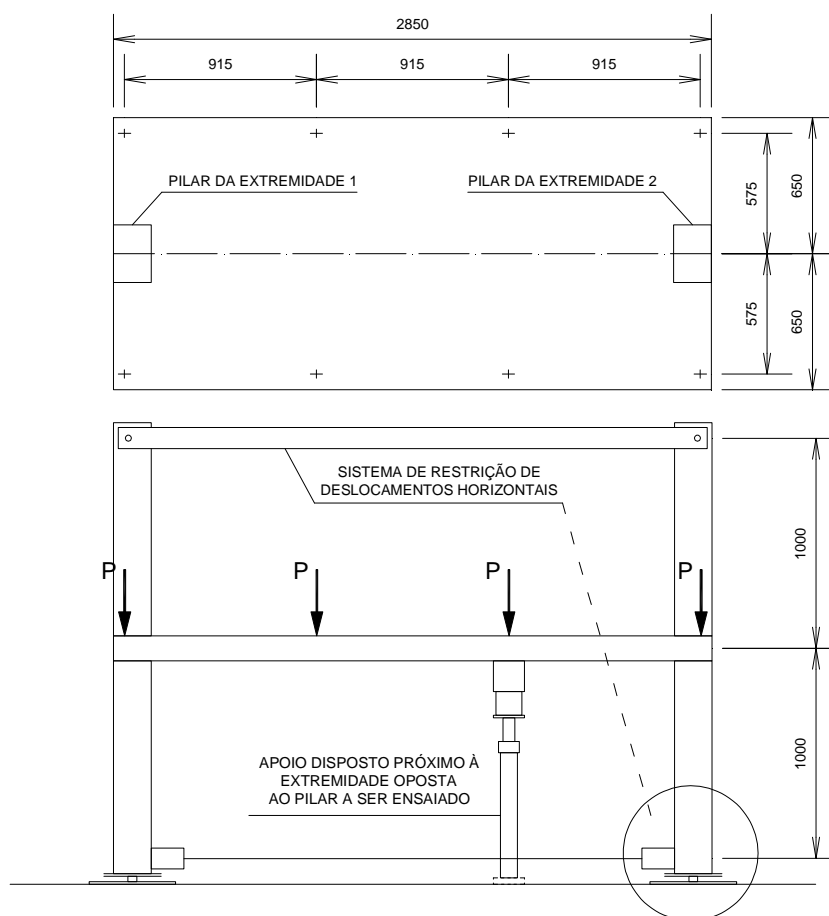


Figura 2.9 – Configuração dos ensaios - REGAN (1979)

SCAVUZZO (1978), GOSSELIN (1984) e LAMB (1984) ensaiaram cada um quatro modelos com condições de apoio e carregamento idênticos, apresentados na Figura 2.10. As lajes possuíam 63 mm de espessura. Os modelos foram submetidos a ciclos de carregamentos horizontais e verticais antes de serem levados a ruptura apenas pelo carregamento vertical. Para modelar a continuidade, rotações ao longo das bordas laterais foram restringidas. O primeiro objetivo dessas três pesquisas foi examinar a ação de pórtico do sistema laje-pilar. Deflexões, rotações e distribuições momento e cortante sob cargas de serviço foram o alvo principal. A capacidade última foi de importância secundária. Dos quatro modelos ensaiados por estes pesquisadores, foram levados em conta na análise de ALEXANDER & SIMONDS (1986) apenas as ligações laje-pilar de borda que não tinham armadura de cisalhamento.

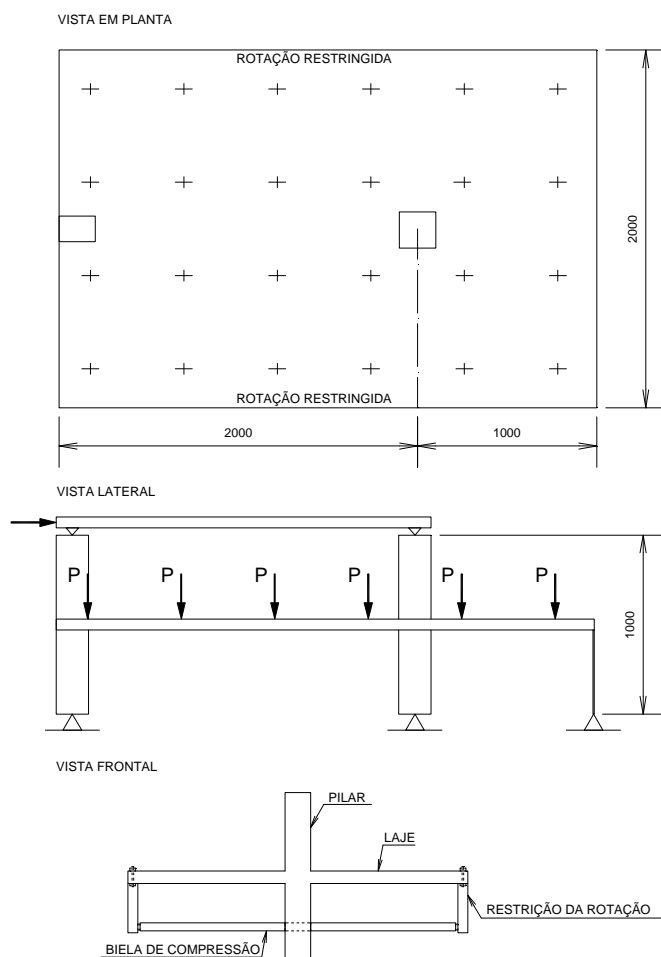


Figura 2.10 – Configuração dos ensaios - SCAVUZZO (1978), GOSSELIN (1984) e LAMB (1984)

A Tabela 2.3 agrupa os resultados obtidos em todos os trabalhos usados pelos autores como base de dados para calibração de sua análise numérica.

Tabela 2.3 – Resultados dos ensaios utilizados no trabalho - ALEXANDER & SIMONDS

(1986)

Autor	Marca	h (mm)	C₁ (mm)	C₂ (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	V_u (kN)	M_u (kN.mm)	% ult.
STAMENKOVIC E CHAPMAN (1974)	V/E/1	76,2	127,0	127,0	29,1	495	74,8	-	100
	C/E/1	76,2	127,0	127,0	31,5	448	73,2	5595	100
	C/E/2	76,2	127,0	127,0	33,1	495	54,7	9178	100
	C/E/3	76,2	127,0	127,0	34,0	495	24,9	10059	100
	C/E/4	76,2	127,0	127,0	27,8	495	10,9	8839	100
	M/E/2	76,2	127,0	127,0	26,7	495	-	8364	100
KANE (1978)	K-1	51,0	100,0	68,0	30,2	480	24,0	2380	100
	K-2	48,0	114,0	75,0	35,9	480	20,9	2070	100
	K-3	48,0	114,0	75,0	41,2	480	25,1	2480	100
	K-4	48,0	114,0	75,0	27,6	480	18,2	1800	100
ZAGHLOOL (1971)	Z-IV (1)	152,4	177,8	177,8	27,4	475	122,4	45031	100
	Z-V (1)	152,4	266,7	266,7	34,4	473	215,4	84637	100
	Z-V (2)	152,4	266,7	266,7	40,5	473	247,0	93589	100
	Z-V (3)	152,4	266,7	266,7	38,8	475	268,3	103626	100
	Z-V (4)	152,4	266,7	266,7	35,0	437	-	81381,6	100
	Z-V (5)	152,4	266,7	266,7	35,2	475	279,5	-	100
	Z-V (6)	152,4	266,7	266,7	31,3	476	117,0	88163	100
	Z-VI (1)	152,4	355,6	355,6	26,0	475	265,2	106881	100
LAMB (1984)	L-1	63,0	225,0	150,0	34,7	395	27,6	3490	86
	L-2	63,0	225,0	150,0	43,8	395	30,7	5120	92
GOSSELIN (1984)	G-1	79,0	225,0	150,0	38,1	375	38,0	7230	85
	G-2	95,0	225,0	150,0	39,0	375	43,6	11160	83
SCAVIZZO (1978)	S-1	63,5	152,4	101,6	38,2	379	32,1	4657	100
HANSON & HANSON (1968)	D15	76,2	152,4	152,4	31,1	365	12,1	10512	100

Tabela 2.3 – Continuação

Autor	Marca	h (mm)	C₁ (mm)	C₂ (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	V_u (kN)	M_u (kN.mm)	% ult.
REGAN (1979)	SE1	125,0	300,0	200,0	35,5	480	198,0	3950	100
	SE2	125,0	300,0	200,0	44,4	480	192,0	3400	100
	SE4	125,0	200,0	300,0	26,6	480	152,0	3050	100
	SE5	125,0	200,0	300,0	44,9	480	164,0	3850	100
	SE6	125,0	200,0	300,0	32,9	490	149,0	2750	100
	SE7	125,0	200,0	300,0	39,8	490	129,0	3170	100
	SE8	125,0	300,0	100,0	42,1	480	136,0	3370	100
	SE9	125,0	250,0	250,0	41,9	480	123,0	3570	100
	SE10	125,0	250,0	250,0	41,1	480	114,0	3600	100
	SE11	125,0	250,0	250,0	51,5	480	138,0	3950	100
	SE1(R)	125,0	300,0	200,0	35,5	480	233,0	3950	100
	SE2(R)	125,0	300,0	200,0	44,4	480	205,0	3950	100
	SE5(R)	125,0	300,0	200,0	44,9	480	189,0	3950	100
	SE6(R)	125,0	300,0	200,0	32,9	490	163,0	3950	100
	SE7(R)	125,0	300,0	200,0	39,8	490	125,0	3950	100
	SE8(R)	125,0	300,0	100,0	42,1	480	173,0	3950	100
	SE9(R)	125,0	250,0	250,0	41,9	480	142,0	3950	100
	SE10(R)	125,0	250,0	250,0	41,1	480	151,0	3950	100
	SE11(R)	125,0	250,0	250,0	51,5	480	154,0	3950	100

É concluído por ALEXANDER & SIMONDS (1986) que a capacidade de uma ligação laje-pilar é definida pela menor de duas capacidades independentes. A resistência local da ligação e a resistência total da laje. A analogia de treliça apresentou bons resultados. Isto indica uma necessidade da geração de mais dados experimentais para ligações entre lajes lisas e pilares de borda com excentricidade externa. Pois, só assim poderão ser feitas análises mais criteriosas afim de se compreender realmente o comportamento da ligação e posteriormente, estimar cargas últimas e modos de ruptura.

2.1.4 – TAKEYA (1981)

TAKEYA (1981) realizou uma análise experimental de lajes lisas de concreto armado com pilares de borda visando caracterizar a configuração de ruína destas ligações e a contribuição da armadura transversal em sua resistência. Foram ensaiados nove modelos representando três

elementos de laje, ou seja, são três modelos iguais para ser tirada a média dos resultados, em cada objeto de comparação, que se diferenciam entre si apenas pela quantidade de armadura transversal utilizada, constituída por estribos, e correspondendo a ligações de lajes intermediárias de edifícios de vários pavimentos.

Todos os modelos possuíam laje com espessura de 100 mm e pilar de seção quadrada de 200 mm x 200 mm. A armadura de flexão da laje é composta de barras com 10 mm de diâmetro disposta em malhas retangulares, com espaçamento de 57 mm nas barras na direção perpendicular à borda da laje que continha o pilar e 45 mm nas barras na direção paralela à essa borda. A armadura ao cisalhamento consistia de estribos verticais de 6,3 mm, variando em três situações: a) EdL 15: ausência total de estribos; b) EdL 16: um estribo em cada um dos cruzamentos das barras de flexão na região onde se previu fissuração predominante; c) dois estribos em cada um desses cruzamentos. O concreto possuía resistência característica à compressão de 30 MPa.

O carregamento executado mediante atuadores hidráulicos foi distribuído na laje simetricamente ao plano normal à borda, e segundo um arco de circunferência concêntrica com o centro do pilar, de acordo com a Figura 2.11, que ilustra toda a configuração do ensaio e dos modelos. O pilar era engastado em sua região inferior e submetido a uma pré-compressão de 200 kN, mantida constante durante todo o ensaio para simular a continuidade do pilar com os próximos pavimentos.

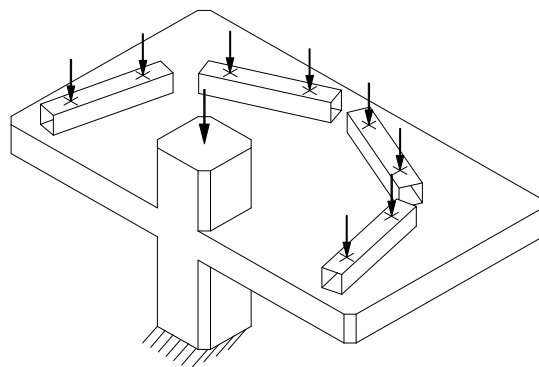


Figura 2.11 – Configuração dos ensaios - TAKEYA (1981)

Os principais resultados apresentados são: configurações e cargas de ruína, deformações da armadura de flexão e da armadura transversal, deformações do concreto nas faces inferior e lateral da laje e deslocamentos transversais. Estes resultados geraram a conclusão que a armadura resistente ao cisalhamento realmente se mostrou eficaz, pois nos modelos sem estribos a ruptura ocorreu por punção com a superfície de separação característica (tronco-cônica). Nos modelos com estribos, a ruína por punção foi evitada, passando a dar-se por flexão, e com maior carga última, havendo aumento de até 64 %.

Embora este seja um trabalho com dados muito interessantes que atestam a eficiência dos estribos, o modelo mais relevante a este trabalho é o que não possui armadura resistente ao cisalhamento, porém com configuração de ensaio diferente, que não leva em consideração diretamente qualquer caso de excentricidade, embora o carregamento aplicado e as condições de apoio do pilar, o submetam a momento fletor no mesmo sentido de um caso de excentricidade interna.

2.1.5 – PESQUISAS RELACIONADAS REALIZADAS NA UnB

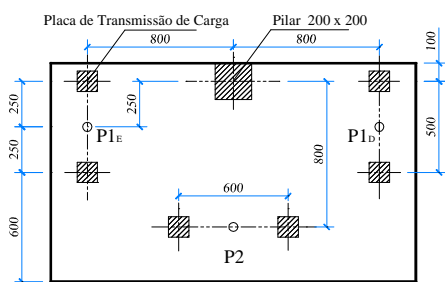
No programa de pós-graduação em estruturas e construção civil da Universidade de Brasília, vem sendo desenvolvida, sob a coordenação do professor Guilherme Sales Melo, uma linha de pesquisa que estuda o comportamento de lajes lisas com relação ao fenômeno da punção. Dentre as pesquisas que mais se assemelham a este trabalho, por também terem estudado ligações laje-pilar de borda pode-se citar as pesquisas de MELO (2005), BARBÁN (2008) e PONTES (2010). Este último avaliou o puncionamento de lajes lisas protendidas com pilares de borda e momentos desbalanceados nas duas direções. Os resultados experimentais não servem para comparação direta, por se tratar de lajes protendidas, mas é válido o estudo do trabalho para a verificação de questões como transferência de momento entre pilar e laje e configuração de ensaio.

Foram ensaiadas por PONTES (2010) dezesseis modelos locais de ligação laje lisa protendida-pilar de borda. As características dos modelos encontram-se presentes na Tabela 2.4, ressaltando-se a variação de $P1/P2$ (relação entre pontos de aplicação de carga) o que influencia a relação momento/cortante no pilar. A altura total dos pilares era de 1620 mm,

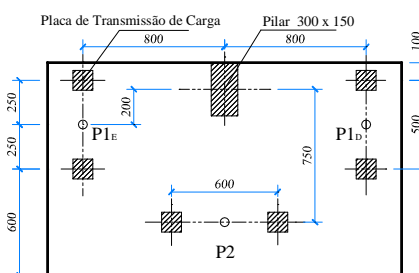
tendo 900 mm acima do plano superior da laje e 600 mm abaixo do plano inferior. Como a espessura das lajes de todos os modelos era de 120 mm, o plano médio da laje passava a uma altura de 660 mm. A Figura 2.12 detalha os modelos.

Tabela 2.4 – Dimensões e variáveis dos modelos - PONTES (2010)

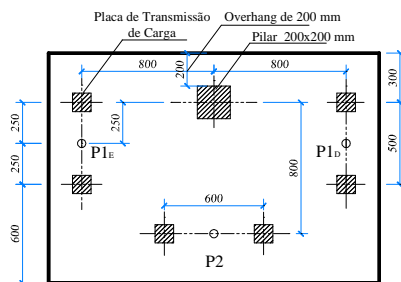
Modelo	Largura (mm)	f_c (MPa)	Dimensões dos Pilares (mm)	Overhang (mm)	Relação P1/P2	Relação P1 _D /P1 _E
L01	1200	52,2	200 x 200	---	0,5	---
L02	1200	52,2	200 x 200	---	0,5	---
L03	1200	54,7	150 x 300	---	4,0	---
L04	1200	54,7	150 x 300	---	0,5	---
L05	1400	50,7	200 x 200	200	4,0	---
L06	1400	50,7	200 x 200	200	0,5	---
L07	1400	56,9	200 x 200	200	4,0	---
L08	1400	56,9	200 x 200	200	0,5	---
L09	1200	54,4	200 x 200	---	Var	2,0
L10	1200	55,5	200 x 200	---	Var	4,0
L11	1200	54,4	200 x 200	---	---	2,0
L12	1200	54,4	200 x 200	---	---	4,0
L13	1200	55,2	200 x 200	---	---	4,0
L14	1200	55,5	200 x 200	---	Var	2,0
L15	1200	55,2	200 x 200	---	---	2,0
L16	1200	55,2	200 x 200	---	Var	4,0



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



(b) – geometria dos modelos com pilares retangulares.



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

Figura 2.12 – Geometria dos modelos locais de ensaio - PONTES (2010)

Os modelos foram divididos em grupos para que variáveis específicas fossem analisadas, estes grupos são apresentados na Tabela 2.5 e seus resultados quanto a carga e modo de ruptura são apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.5 – Grupos e parâmetros - PONTES (2010)

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 P1 _D /P1 _E
Grupo 5	L11, L12, L13 e L15	Ausência de carga P2 e Disposição dos cabos	Relação P1 _D /P1 _E
Grupo 6	L09 à L16	Relação P1 _D /P1 _E Disposição dos cabos	Presença ou ausência de carga P2 = 40 kN

Tabela 2.6 – Relação M/V e cargas de ruptura - PONTES (2010)

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

É importante observar a comparação entre os modelos: L3 e L4; L5 e L6; L7 e L8; em que a análise foi feita apenas para o momento em relação ao eixo paralelo à borda que continha a ligação e que foram mantidos os demais parâmetros. Os resultados indicaram que com o aumento da relação momento/cortante no pilar, ou seja, da excentricidade interna indiretamente, a capacidade de carga caiu, atestando a necessidade de atenção sobre essa questão. Como não há nenhum caso de momento negativo, nada se pode aferir em relação à excentricidade externa.

2.2 – PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

2.2.1 – ABNT NBR 6118:2003

A ABNT NBR 6118:2003 estabelece que seu modelo de cálculo corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas. Na primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, a partir da tensão de cisalhamento. Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada 2d do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também se faz baseada em uma tensão de cisalhamento, no contorno C'. Caso haja necessidade, a ligação deve ser reforçada por armadura transversal. A terceira superfície crítica (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.

Para pilares de borda, a tensão atuante vale:

a) quando não agir momento no plano paralelo à borda livre:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u^*d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{p1}d} \quad \text{Equação 2.1}$$

onde:

$$M_{Sd1} = (M_{Sd} - M_{Sd1*}) \geq 0$$

F_{Sd} é a reação no apoio;

u^* é o perímetro crítico reduzido;

M_{Sd} é o momento de cálculo no plano perpendicular a borda livre;

M_{Sd}^* é o momento de cálculo resultando da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar;

W_{p1} é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro u .

O coeficiente K_1 assume os valores estabelecidos na Tabela 2.7, com C_1 e C_2 de acordo com a Figura 2.13.

Tabela 2.7 – Valores de k - ABNT NBR 6118:2003

C_1/C_2	0,5	1	2	3
K	0,45	0,6	0,7	0,8

onde:

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

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

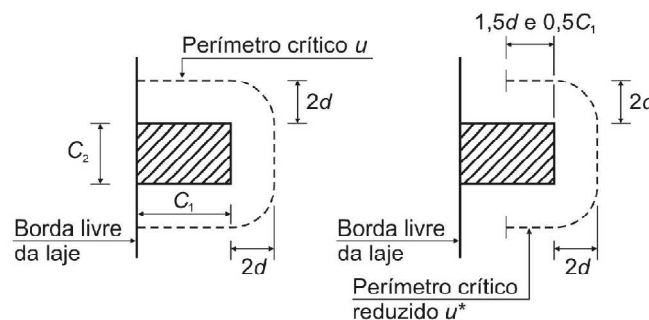


Figura 2.13 – Perímetro Crítico em Pilares de Borda - ABNT NBR 6118:2003

b) quando agir momento no plano paralelo à borda livre:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u^*d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{p1}d} + \frac{K_2 M_{Sd2}}{W_{p2}d} \quad \text{Equação 2.2}$$

onde:

M_{Sd2} é o momento de cálculo no plano paralelo à borda livre;

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 na Tabela 2.7, substituindo-se C_1/C_2 por $C_2/2C_1$.

Deve ser feita a seguinte verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C, em lajes submetidas à punção, com ou sem armadura:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 2.3}$$

onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em megapascal;

τ_{Sd} é calculado de acordo com a Equação 2.2 com u_0 (perímetro do contorno C) em lugar de u .

Na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção, deve-se verificar:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot (1 + \sqrt{20/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \text{Equação 2.4}$$

onde:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

$$d = (dx + dy) / 2$$

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

- 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 quando menor que $3d$.

2.2.2 - EUROCODE 2:2004

Segundo o EUROCODE 2:2004, a resistência ao cisalhamento deve ser verificada ao longo dos perímetros de controle definidos.

O perímetro de controle básico u_1 pode normalmente ser considerado a uma distância de $2d$ da área carregada e deve ser construído de forma que seu comprimento seja mínimo (ver Figura 2.14). A espessura efetiva da laje é assumida como constante e pode ser tomada por:

$$d_{ef} = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

Equação 2.5

onde:

d_y e d_z são as alturas úteis de armadura nas duas direções ortogonais.

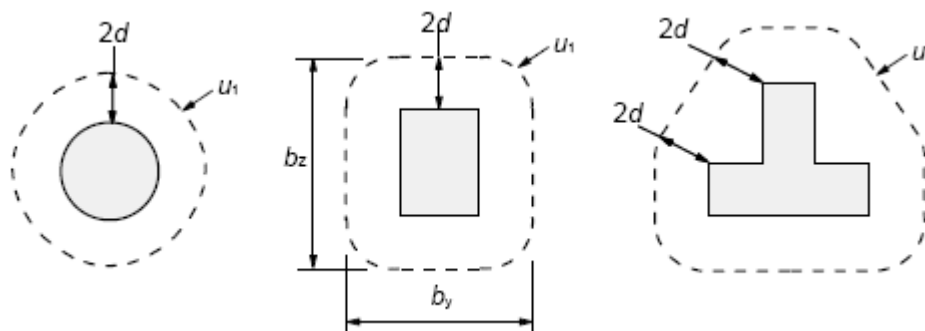


Figura 2.14 – Perímetro básico de controle típico ao redor de áreas carregadas - EUROCODE 2:2004

Perímetros de controle à distância inferior a $2d$ devem ser considerados quando a força concentrada for oposta a uma alta pressão distribuída (por exemplo, pressão do solo sobre uma base), ou pelos efeitos de uma carga ou reação dentro de uma distância de $2d$ da periferia da área de aplicação da força.

Para uma área carregada situada perto de uma borda ou um canto, o perímetro de controle deve ser tomado como o menor entre o já mostrado e o apresentado na Figura 2.15.

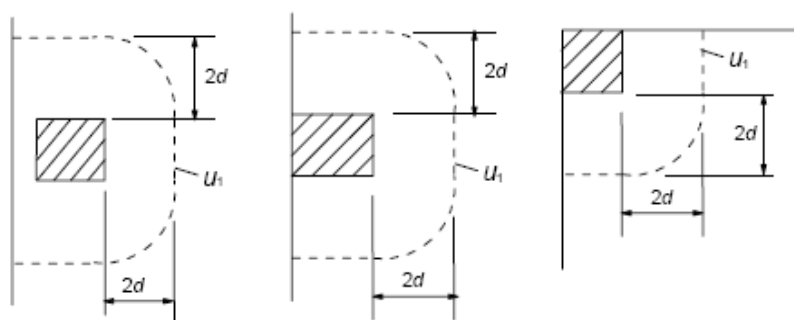


Figura 2.15 – Perímetro de controle para áreas carregadas perto ou em bordas ou cantos - EUROCODE 2:2004

A seção de controle é aquela que segue o perímetro de controle e se estende sobre a espessura efetiva d . Para lajes de espessura constante, a seção de controle é perpendicular ao plano

médio da laje. Perímetros adicionais, u_i , dentro e fora da área de controle devem ter a mesma forma que o perímetro de controle básico.

O procedimento de projeto de punção é baseado em verificações de uma série de seções de controle, que tem uma forma semelhante à seção de controle básica. Os seguintes cisalhamentos de projeto, por unidade de área ao longo das seções de controle, são definidos:

- $V_{RD,c}$ é o valor de projeto da resistência à punção de uma laje sem armadura de punção ao longo da seção de controle considerada.

- $V_{RD,cs}$ é o valor de projeto da resistência à punção de uma laje com armadura de punção ao longo da seção de controle considerada.

- $V_{RD,max}$ é o valor de projeto da resistência máxima à punção ao longo da seção de controle considerada.

As verificações que devem ser realizadas estão apresentadas a seguir:

(a) no perímetro do pilar, ou no perímetro da área carregada, a tensão de punção máxima não deve ser ultrapassada:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{Equação 2.6}$$

(b) Não é necessário armadura de punção se:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad \text{Equação 2.7}$$

(c) Quando V_{Ed} excede o valor $V_{Rd,c}$ para a seção de controle considerada, a armadura de punção deve ser prevista.

Quando a reação de apoio é excêntrica em relação ao perímetro de controle, a tensão de punção máxima deve ser tomada como:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad \text{Equação 2.8}$$

onde:

d - espessura média efetiva da laje, que pode ser tomada como $(d_y + d_z)/2$.

d_y, d_z - espessura efetiva nas direções y e z da seção de controle.

u_i - comprimento do perímetro de controle que está sendo considerado.

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

onde:

u_1 - é o comprimento do perímetro de controle básico.

k - é um coeficiente dependente da relação entre as dimensões do pilar c_1 e c_2 : seu valor é uma função das proporções do momento desbalanceado transmitido por cisalhamento irregular e por flexão e torção (ver Tabela 2.7).

W_1 - corresponde a uma distribuição de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 2.16 e é uma função do perímetro de controle básico u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$$

dl - é um incremento de comprimento do perímetro.

e - é a distância de dl ao eixo sobre o qual atua o momento M_{Ed} .

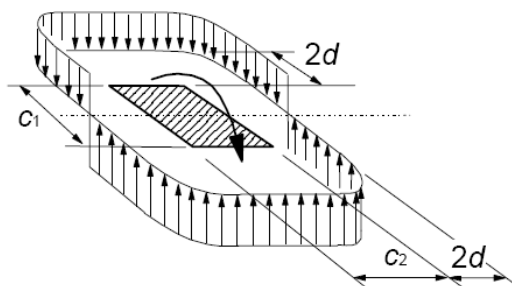


Figura 2.16 – Distribuição de cisalhamento devido a um momento desbalanceado laje com pilar interno - EUROCODE 2:2004

Para conexões com pilares de borda, onde a excentricidade perpendicular à borda da laje (resultante de um momento sobre o eixo paralelo à borda da laje) é interna e não há nenhuma excentricidade paralela à borda, a força de punção pode ser considerada como uniformemente distribuída ao longo do perímetro de controle u_1^* , conforme mostrado na Figura 2.17.

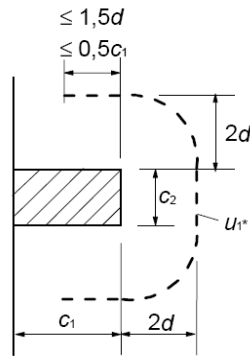


Figura 2.17 – Perímetro de controle equivalente u_1^* - EUROCODE 2:2004

Quando houver excentricidades em ambas as direções ortogonais, β pode ser determinado utilizando a seguinte expressão:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{\text{par}} \quad \text{Equação 2.9}$$

onde:

u_1 - é o perímetro de controle total (Figura 2.15).

u_1^* - é o perímetro de controle reduzido (Figura 2.17).

e_{par} - é a excentricidade paralela à borda da laje resultante de um momento em torno do eixo perpendicular à borda da laje.

k - pode ser determinado a partir da Tabela 2.7 com a relação c_1/c_2 substituída por $c_1/2 \cdot c_2$.

W_1 - é calculado pelo perímetro total u_1 .

Para um pilar retangular e de borda:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_1 d + 8 \cdot d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2 \quad \text{Equação 2.10}$$

onde:

c_1 - é a direção do pilar paralela à excentricidade da carga.

c_2 - é a direção do pilar perpendicular à excentricidade da carga.

Se a excentricidade perpendicular à borda da laje não é interna, a expressão $\beta = 1 +$

$k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$ se aplica.

A resistência à punção de uma laje deve ser avaliada para a seção de controle básico de acordo com o que já foi apresentado. A resistência à punção de projeto é dada por:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \quad \text{Equação 2.11}$$

onde:

f_{ck} é em MPa.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad d \text{ em mm.}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,02$$

ρ_x , ρ_y – são as taxas de armaduras nas direções x e y. Os valores de ρ_x e ρ_y devem ser calculados em valores médios, tendo em conta a largura da laje igual à largura do pilar mais 3d para cada lado.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

onde:

σ_{cy} , σ_{cz} - são as tensões normais no concreto nas seções críticas nas direções y e z (MPa, positivo para compressão).

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ e } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}$, $N_{Ed,z}$ - são as forças longitudinais em toda a baía para pilares internos e as forças longitudinais em toda a seção de controle para pilares de borda. A força pode ser do carregamento ou de ação de protensão.

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

Nota: Os valores de $C_{Rd,c}$ e v_{min} para uso em um país pode ser encontrado em seus códigos. O valor recomendado para $C_{Rd,c}$ é $0,18/\gamma_c$ e $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$.

2.2.3 - ACI 318:2008

A resistência ao cisalhamento de lajes e apoios nos arredores de pilares, cargas concentradas ou reações, para o ACI 318:2008, é regida pela mais severa das duas condições:

- Ação de viga, onde cada seção crítica a ser investigada estende-se em um plano ao longo da largura.

- Para a ação em duas direções, cada uma das seções críticas a ser investigada deve ser localizada de modo que seu perímetro b_0 seja mínimo, mas não precisa se aproximar mais do que $d/2$ de:

- (a) Bordas ou cantos de pilares, cargas concentradas ou áreas de reação, e
- (b) Mudanças na rigidez da laje como *edge of capitals* (alargamento do pilar), *drop panels* (engrossamento da laje) ou *shear caps* (aumento da armadura de cisalhamento).

Para pilares quadrados ou retangulares, cargas concentradas ou áreas de reação, a seção crítica com quatro lados retos deve ser permitida.

O projeto de uma laje ou apoio para ação em duas direções é baseado nas equações:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad \text{Equação 2.12}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Equação 2.13}$$

onde:

V_u é a força de cisalhamento majorada na seção considerada e V_n é a resistência ao cisalhamento nominal.

V_c é a resistência ao cisalhamento nominal fornecida pelo concreto e V_s é a resistência ao cisalhamento nominal fornecida pela armadura de cisalhamento.

Para lajes ou apoios de concreto armado, V_c deve ser o menor entre Equações 3.15, 3.16 e 3.17:

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.14}$$

onde:

β - é a relação entre o maior e o menor lado do pilar, carga concentrada ou área de reação.

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.15}$$

onde α_s é 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto.

$$V_c = 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.16}$$

Quando cargas de gravidade, ventos, terremotos ou outras forças horizontais causam transferência de momento M_u entre a laje e o pilar, $\gamma_f \cdot M_u$ deve ser transferido por flexão. O restante do momento desbalanceado $\gamma_v \cdot M_u$ deve ser considerado para ser transferido por excentricidade de cortante no centróide da seção crítica, em que:

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad \text{Equação 2.17}$$

onde:

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

com b_1 e b_2 sendo, respectivamente, as dimensões da seção crítica na direção de aplicação do momento fletor e na direção perpendicular a essa.

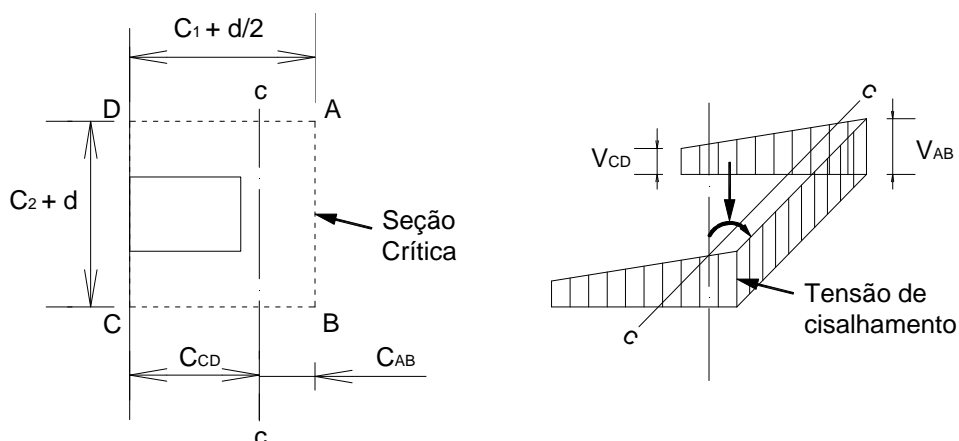


Figura 2.18 – Distribuição de tensões de cisalhamento assumida - ACI 318:2008

A tensão de cisalhamento resultante da transferência de momento pela excentricidade de cortante assumida varia linearmente sobre o centróide da seção crítica, de acordo Figura 2.18. A máxima tensão de cisalhamento devida à V_u e M_u não deve exceder ϕV_n , que para membros sem armadura de cisalhamento vale:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot V_c / (b_0 \cdot d) \quad \text{Equação 2.18}$$

A força de cisalhamento majorada V_u e o momento desbalanceado majorado M_u são determinados pelo centróide da seção crítica. A máxima tensão de cisalhamento pode ser calculada por:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot C_{AB}}{J_c} \quad \text{Equação 2.19}$$

ou

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot c_{CD}}{J_c}$$

Equação 2.20

onde:

A_c – é a área de concreto da seção crítica.

J_c – propriedade da seção crítica análoga ao momento polar de inércia.

3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 – CONCEPÇÃO DO ENSAIO

Foram ensaiados à punção quatro modelos locais que reproduzem a região do pavimento em torno dos pilares de borda, o que é apropriado por ser uma medida econômica, além de simplificar a concepção do ensaio e traduzir o comportamento real.

Os modelos ensaiados fazem parte do programa experimental de doutorado de Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque, consistindo sua primeira série de ensaios.

Para uma maior fluência na continuidade do trabalho o maior vão será definido como direção longitudinal ou y, e o menor vão será a direção transversal ou x.

Os quatro modelos foram biapoiados em sua direção longitudinal, sendo um apoio sob a base do pilar e outro apoio contínuo próximo à outra extremidade. O carregamento foi aplicado por meio de dois atuadores hidráulicos em duas vigas de reação que o dividiram em dois pontos cada uma, como mostrado na Figura 3.1.

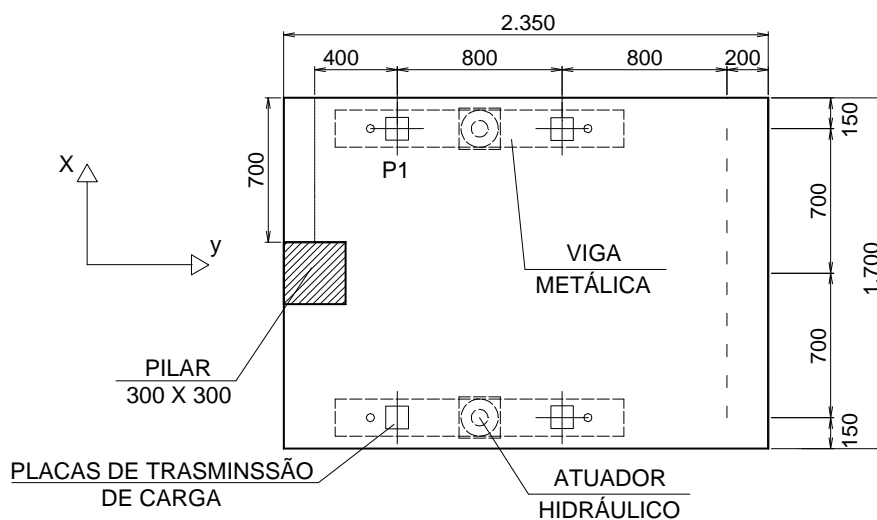


Figura 3.1 – Modelo com posição das cargas

A posição do apoio sob o pilar foi o que determinou a excentricidade, que é a única variável entre os modelos (Figura 3.2). A Tabela 3.1 apresenta a excentricidade que foi utilizada em cada modelo, considerando excentricidade interna à laje como positiva.

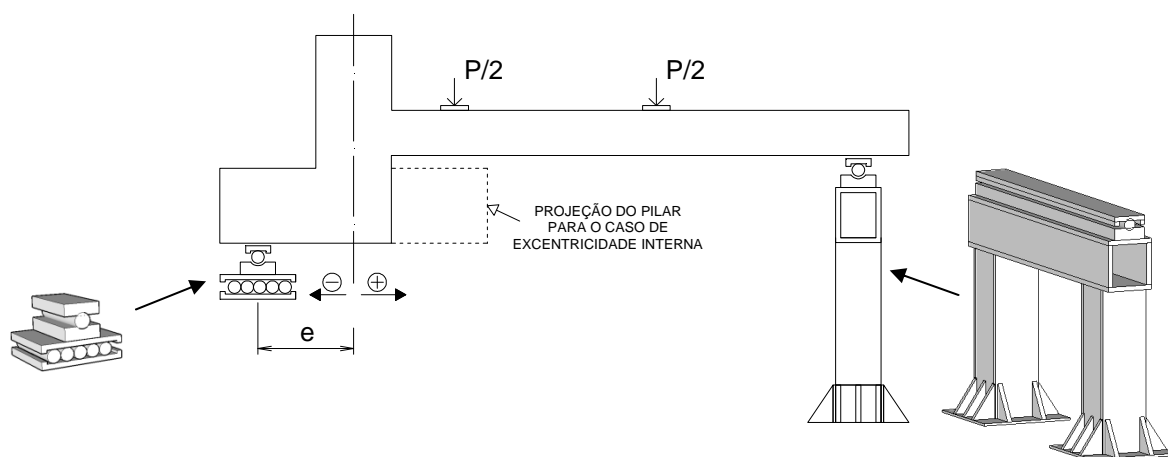


Figura 3.2 – Vista da direção longitudinal do modelo

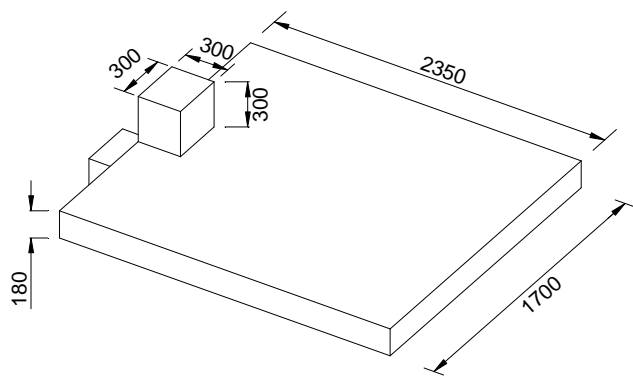
Tabela 3.1 – Excentricidades dos apoios sob os pilares

Modelos	e (mm)
L1	300
L2	0
L3	-300
L4	-400

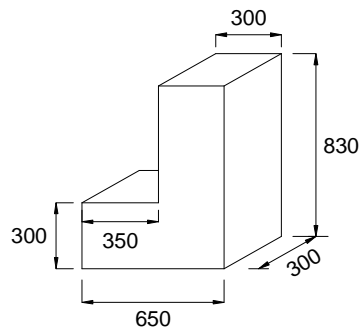
3.2 – CONFECÇÃO DOS MODELOS

3.2.1 - Geometria

Os modelos são formados por lajes de 1700 mm x 2350 mm, com espessura de 180 mm, e pilares de 830 mm de altura, com seção transversal de 300 mm x 300 mm e uma projeção para implementação da excentricidade do apoio em relação ao eixo do pilar de 350 mm com uma altura de 300 mm a partir da base do pilar. As dimensões foram definidas de modo a se adaptarem à estrutura de reação existente no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. A Figura 3.3 ilustra a geometria dos modelos.



a) Dimensões das Lajes

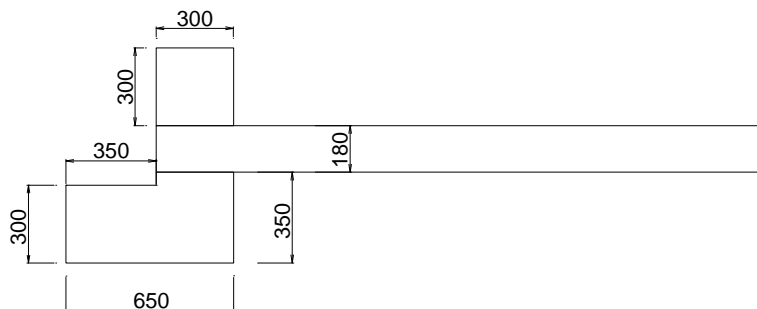


b) Pilar dos modelos

Dimensões em milímetro

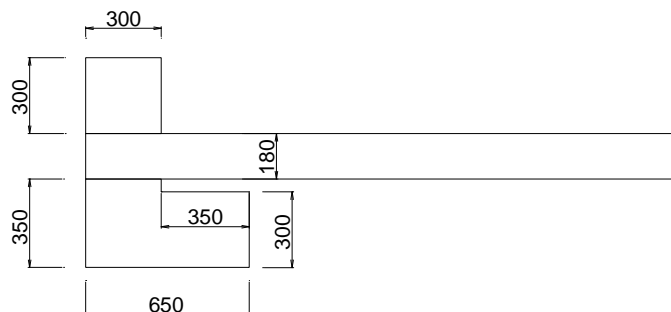
Figura 3.3 – Geometria dos modelos

A projeção do pilar foi direcionada para fora da laje nos casos com pilar centrado e excentricidade externa, e para dentro no caso de excentricidade interna. As Figuras 3.4 e 3.5 ilustram as disposições dessas projeções.



Dimensões em mm

Figura 3.4 – Projeção dos pilares para os modelos L2, L3 e L4



Dimensões em mm

Figura 3.5 – Projeção dos pilares para o modelo L1

3.2.2 – Armadura das lajes

As lajes foram armadas apenas à flexão. Para a armadura superior foram usadas 15 barras com 12,5 mm de diâmetro na direção longitudinal e 20 barras com 16 mm de diâmetro na direção transversal para todos os modelos (Figura 3.6).

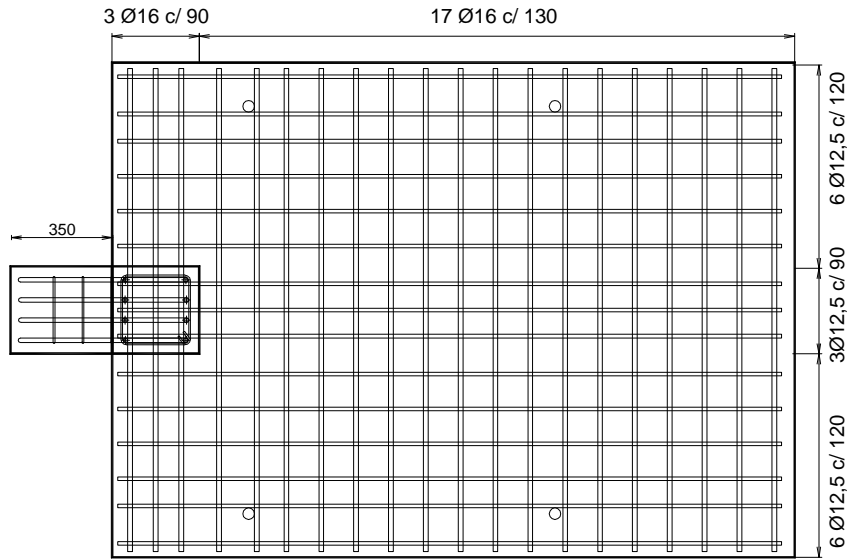


Figura 3.6 – Armadura superior da laje

Para a armadura inferior da laje utilizou-se 15 barras com 16 mm de diâmetro na direção longitudinal e 12 barras com 12,5 mm de diâmetro na direção transversal (Figura 3.7).

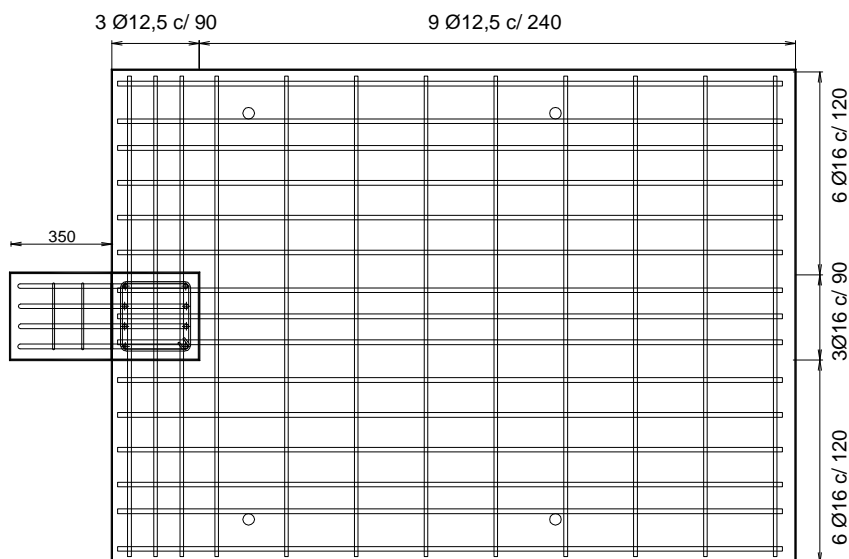


Figura 3.7 – Armadura inferior da laje

Foram colocados 4 ganchos nas lajes, para ficarem protuberantes após a concretagem e permitir o içamento e movimentação dos modelos pelo Laboratório de Estruturas.

A Tabela 3.2 apresenta em resumo as taxas de armadura longitudinais e transversais das lajes, além dos dados necessários para sua obtenção.

Tabela 3.2 – Taxa de armadura das lajes

	Área de Aço (cm ²)		Área de Concreto (cm ²)		ρ_s (%)		$\rho_{s,total}$ (%)
	Longit.	Transv.	Longit.	Transv.	Longit.	Transv.	
Armadura Superior	18,41	40,21	3060	4230,00	0,60	0,95	0,75
Armadura Inferior	30,16	14,73	3060	4230,0	0,99	0,35	0,59

onde:

$$\rho_s = A_s / (b_w \cdot h)$$

$$\rho_{s,total} = (\rho_{s,longit.} \cdot \rho_{s,transv.})^{1/2}$$

3.2.3 – Armadura dos pilares

A armadura dos pilares foi composta de 8 barras com 16 mm de diâmetro, sendo quatro com ganchos e quatro retas, e com estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 10 cm, de acordo com a Figura 3.8.

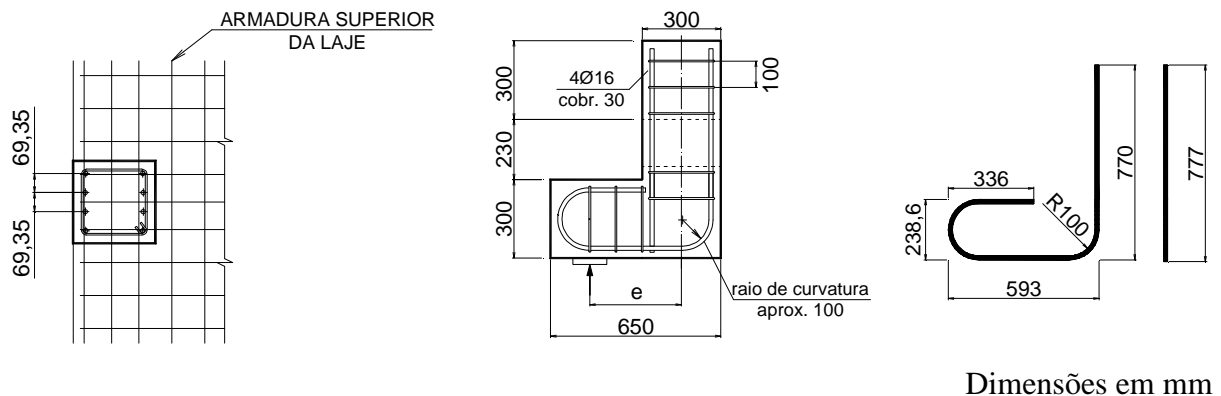


Figura 3.8 – Armadura dos pilares

3.2.4 - Formas

Foram projetadas duas formas em chapa metálica, de modo que cada fôrma possuísse dois módulos, sendo possível concretar quatro modelos ao mesmo tempo. Para cada fôrma foram dispostas quatro chapas de 6 mm de espessura, duas com 900 mm x 3000 mm em planta e duas com 1200 mm x 3000 mm, soldadas entre si e apoiadas sobre vigas metálicas. No local de passagem dos pilares as chapas foram cortadas, deixando uma abertura de 1000 mm x 1000 mm. Sobre essas chapas foram fixados os perfis metálicos que delimitam a geometria requerida para a laje. A Figura 3.9 resume o projeto dessas formas e a Figura 3.10 mostra as formas prontas recebendo a armadura.

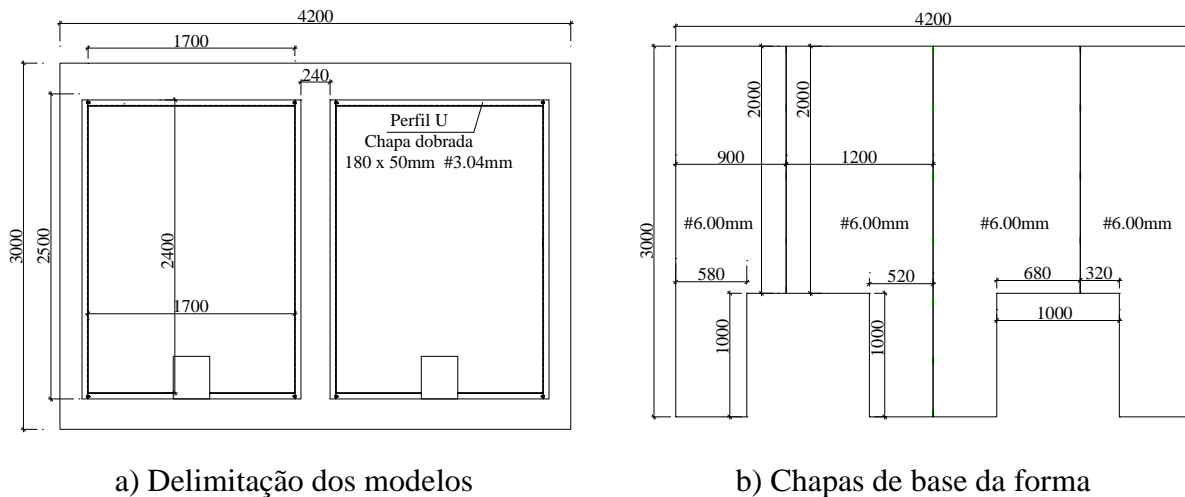


Figura 3.9 – Concepção da forma metálica



Figura 3.10 – Forma metálica após posicionamento da armadura

Adicionalmente, foram produzidas as formas dos pilares em madeira, divididas em duas partes, sendo uma para região do pilar inferior à laje e outra para a região superior, de modo a se adequarem à forma metálica. A Figura 3.11 ilustra uma das formas dos pilares pronta.



Figura 3.11 – Forma dos pilares

Pedaços de canos PVC de 50 mm de diâmetro foram afixados nas formas, próximo aos pontos de aplicação de carga, para permitir a montagem do ensaio.

3.2.5 - Concretagem

Os modelos foram concretados monoliticamente no mesmo dia, utilizando concreto usinado, bombeado e de resistência à compressão característica especificada de 30 MPa, com brita 0 e previsão de abatimento (slump) de 10 ± 2 cm, sendo feito o ensaio de abatimento de tronco de cone momentos antes da concretagem e resultando 12 cm, como mostra a Figura 3.12.



Figura 3.12 – Ensaio de abatimento de tronco de cone

Durante a concretagem, foram moldados 30 corpos de prova com 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro, para permitir a realização de ensaios de determinação da resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade do concreto. O adensamento tanto dos corpos de prova quanto dos modelos foi realizado por meio de vibradores de imersão com 25 mm de diâmetro, como mostra as Figuras 3.13 e 3.14.



Figura 3.13 – Moldagem dos corpos de prova



Figura 3.14 – Detalhe do adensamento do concreto

Em todos os modelos, a região do pilar inferior à laje foi a primeira região a receber o concreto seguida da laje e, por fim, da região do pilar acima da laje. Durante este

procedimento, foi tomado o cuidado de suspender os fios ligados aos extensômetros para evitar perda aderência de parte da armadura ou de resistência do concreto em alguma região.

O processo de cura dos modelos foi realizado molhando-os três vezes ao dia durante os primeiros sete dias e uma vez ao dia nos dias subsequentes, de modo, que permanecessem úmidos durante todo o processo. Foram dispostos panos sobre os modelos como uma estratégia para reter água por mais tempo sobre eles e para retardar a evaporação uma lona plástica preta os cobriu.

3.3 – INSTRUMENTAÇÃO

3.3.1 – Medição da deformação específica na armadura

Como existem poucos experimentos de lajes lisas com pilares de borda com excentricidade externa no apoio do pilar, foi necessário um estudo criterioso para uma adequada locação de pontos de instrumentação. Por isso, foi feita uma simulação numérica simplificada, no programa de análise de estruturas *SAP2000 v.10*, que considera o comportamento do concreto como linear elástico, com modelo em *SOLID*, visando ter uma noção do comportamento desses modelos quanto a suas deformadas e regiões mais solicitadas. Assim, a instrumentação foi definida de maneira mais segura.

Foram analisados os deslocamentos verticais em várias seções longitudinais e verticais, para o modelo com excentricidade externa de 350 mm, destacando-se na direção longitudinal para: $x = 0$ (meio do vão), $x = 425$ mm (intermediário), $x = 700$ mm (linha de carga) e $x = 825$ mm (borda), e na direção transversal para: $y = 350$ mm (borda da laje), $y = 500$ mm (meio do pilar), $y = 650$ mm (borda interna do pilar) e $y = 900$ mm (linha de carga mais próxima ao pilar). A Figura 3.15 ilustra essas seções.

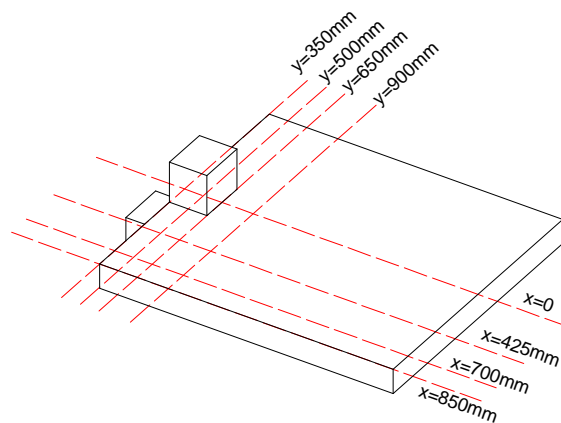


Figura 3.15 – Seções de análise dos deslocamentos verticais

Os gráficos dos deslocamentos verticais para essas seções na direção longitudinal e transversal são apresentados nas Figuras 3.16 e 3.17, respectivamente, e a Figura 3.18 apresenta a deformada da laje para esses resultados.

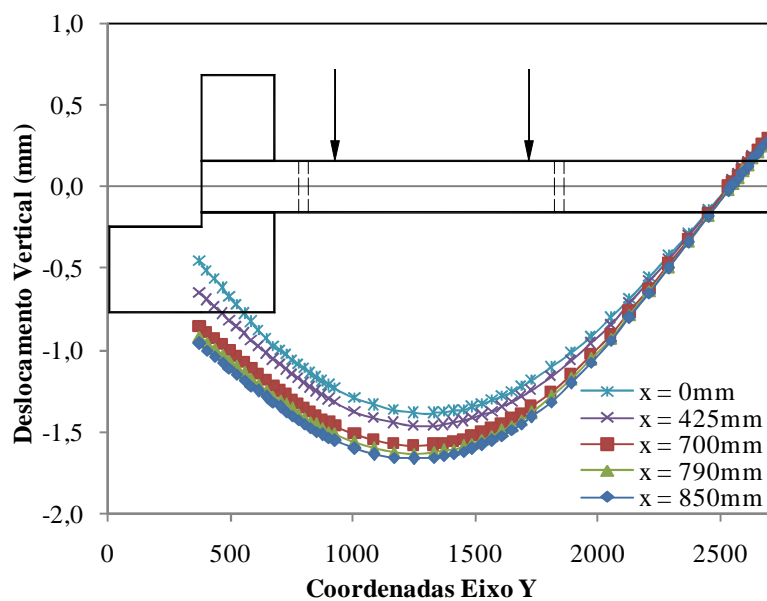


Figura 3.16 – Deslocamentos verticais na direção longitudinal

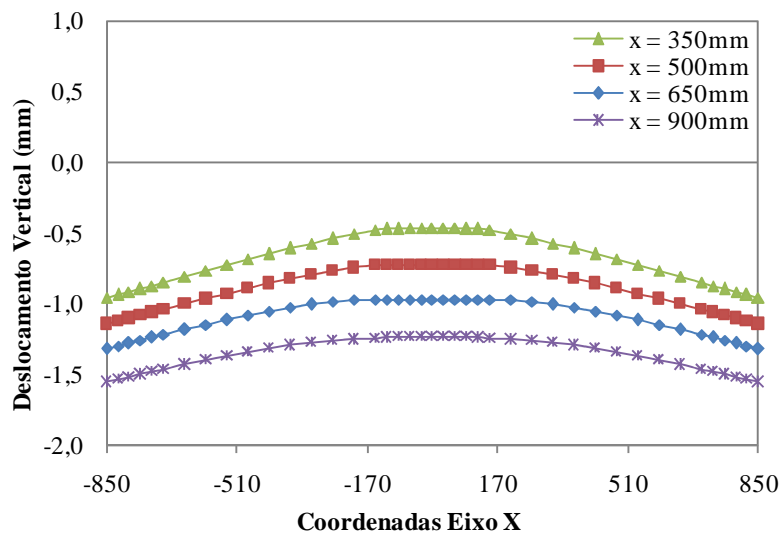


Figura 3.17 – Deslocamentos verticais na direção transversal

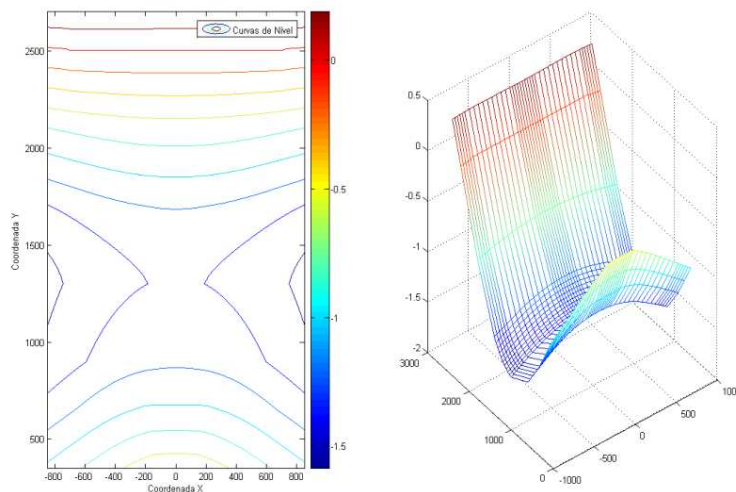


Figura 3.18 – Deformada da laje

Observou-se que a deformada apresentou aspecto côncavo e em uma direção e convexo na outra, sendo a região da linha transversal de carregamento mais próxima ao pilar uma região de maior deslocamento. Como se deseja investigar a ruptura à punção, é importante instrumentar pontos adjacentes ao pilar, levando em conta o padrão de fissuração esperado.

Assim a instrumentação foi definida de acordo com a Figura 3.19, nas mesmas posições tanto para a malha superior quanto para a inferior, objetivando obter diagramas de deformações e, por conseguinte, de tensões, durante vários estágios de carregamento.

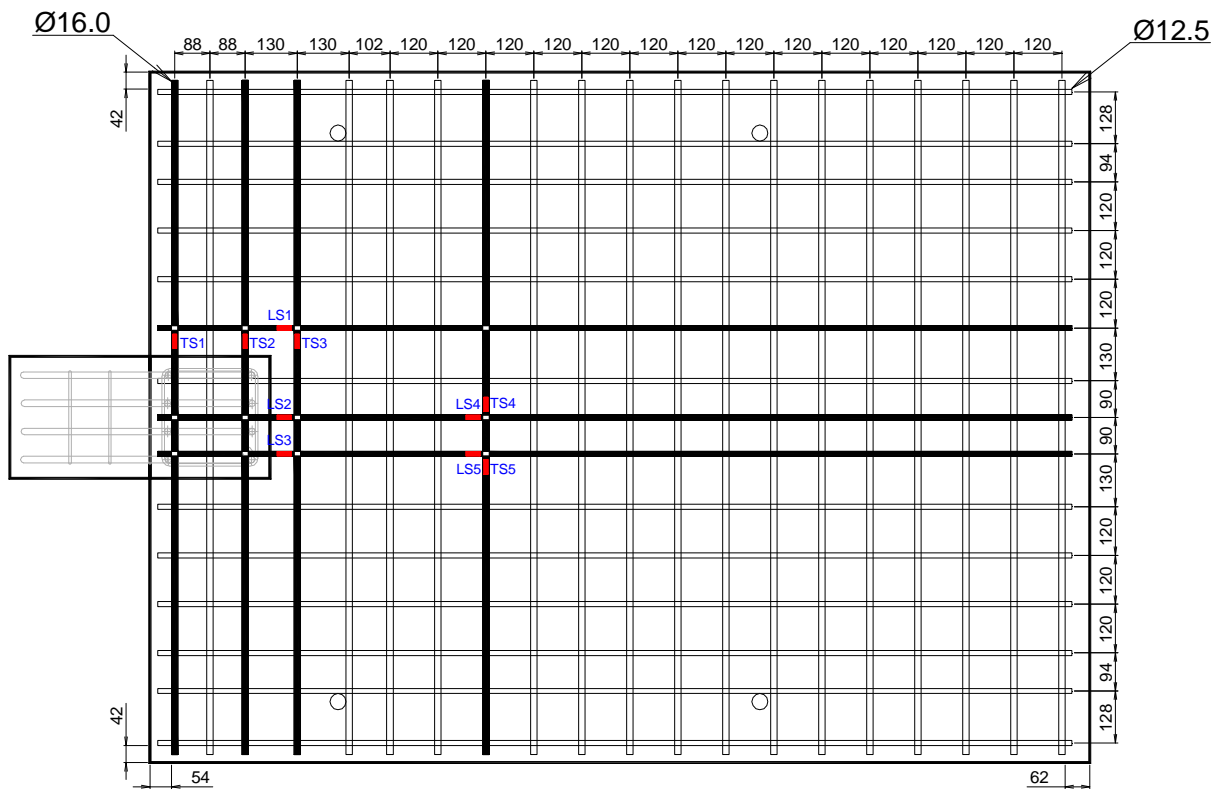


Figura 3.19 – Instrumentação das barras de aço

Para tanto, foram utilizados 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 $2,09 \pm 0,1\%$. Em cada local de instrumentação foram colados dois extensômetros posicionados diametralmente opostos.

No processo de instrumentação do aço, as barras inicialmente foram esmerilhadas e limadas nas posições de instrumentação para que pudessem ser lixadas. Em seguida, fez-se a limpeza desses locais com álcool, para então fazer a colagem dos extensômetros. Posteriormente, os terminais de conexão foram soldados aos fios que fizeram a ligação ao sistema de aquisição de dados. Para a proteção dos extensômetros foi utilizada uma camada de resina a base de epóxi e outra de silicone, antes de serem envolvidos por fita de alta fusão. A Figura 3.20 mostra o desenvolvimento do processo de instrumentação.



Figura 3.20 – Fases da instrumentação

3.3.2 – Medição da deformação específica no concreto

A instrumentação do concreto foi feita no dia do ensaio de cada modelo. Os extensômetros elétricos utilizados foram 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. Esses foram colados à superfície do concreto, que para recebê-los, foi preparada sendo lixada e limpa com álcool.

Os pontos de instrumentação do concreto estão mostrados na Figura 3.21, onde a colagem foi feita na região inferior da laje, nas proximidades do pilar, no meio da face interna e de uma das faces laterais e no canto que delimita essas faces, sempre dispondo um extensômetro na direção transversal, outro na longitudinal e por fim, um extensômetro a 45° dos outros dois, visando conhecer o comportamento de deformações de todo o entorno do pilar.

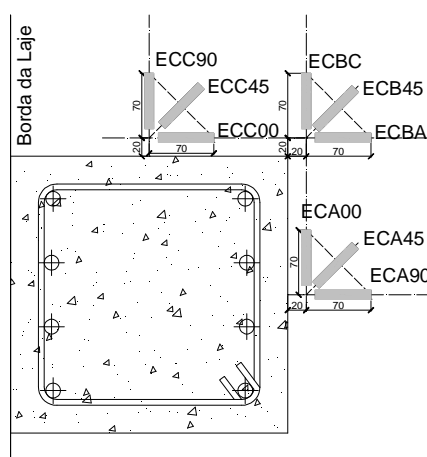
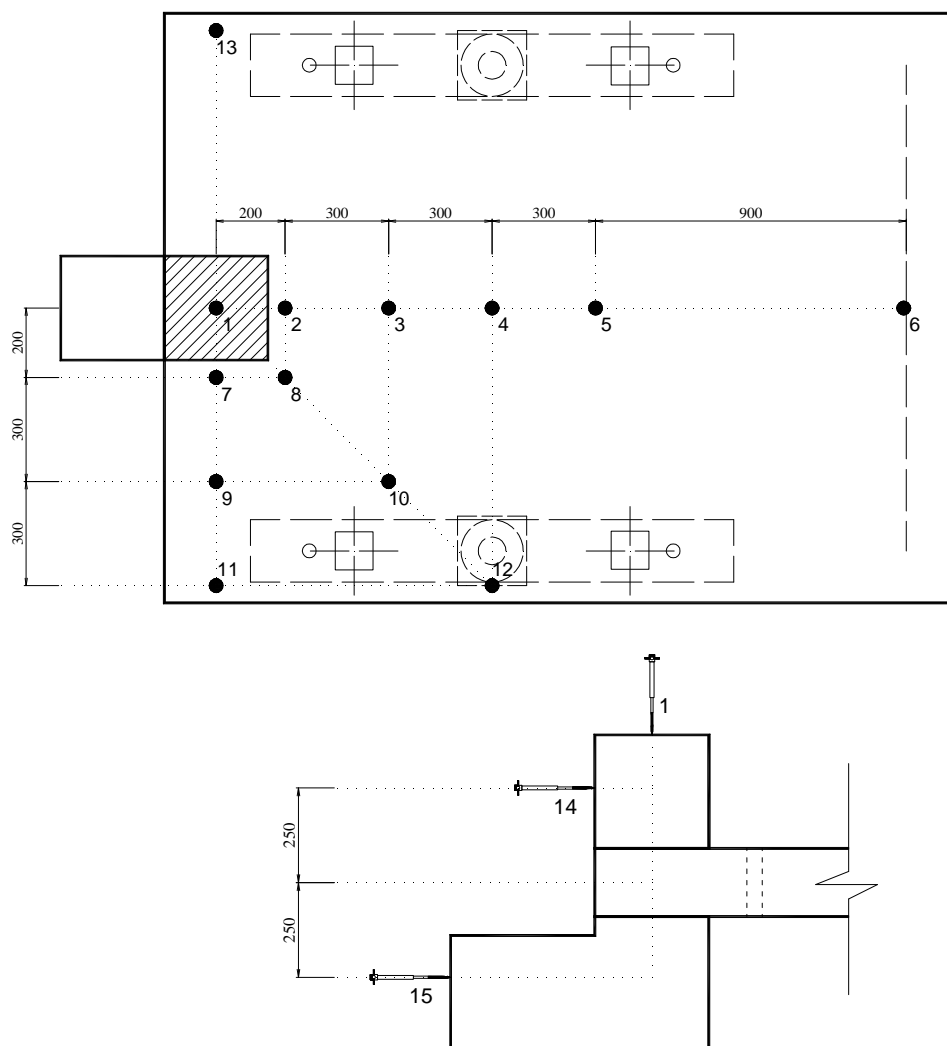


Figura 3.21 – Pontos instrumentados no concreto

3.3.3 – Medição deslocamentos verticais e horizontais

Para medição dos deslocamentos foram utilizados LVDT's (transdutores de variação de deslocamento linear) da marca *HBM* do tipo K-WA-T050W-32K-K2-D1-2-8-005m, o que possibilitou grande precisão na leitura dos deslocamentos, feita automaticamente no sistema de aquisição de dados.

Os pontos foram definidos de modo que fossem utilizados todos os quinze LVDT's disponíveis e que se pudesse conhecer os deslocamentos verticais da laje nas seções longitudinal e transversal que contém os eixos do pilar e em uma seção diagonal saindo a 45° de um dos cantos do pilar até a borda da laje, além dos deslocamentos horizontais da região superior e inferior do pilar, visando obter, indiretamente, sua rotação. A Figura 3.22 apresenta as posições dos LVDT's.



Dimensões em mm

Figura 3.22 – Posição dos LVDT's

Para medição dos deslocamentos verticais nos modelos L2, L3 e L4, em que a projeção do pilar era direcionada para fora da laje, apenas os LVDT's 01 e 06 foram colocados na face superior da laje para medição, devido a estarem sobre os apoios, e, todos os demais foram dispostos na região inferior. No ensaio do modelo L1, devido à projeção do pilar ser voltada para dentro, além dos anteriores, os LVDT's 02 e 03 também foram dispostos na face superior da laje.

3.4 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Todos os dados quanto a deformações, deslocamentos e carregamentos aplicados foram lidos por um sistema de aquisição de dados SPIDER 8, em conjunto com o software CATMAN, versão 4.5. Ao todo foram usados 68 canais, sendo 40 para os extensômetros da armadura, 9 para os extensômetros do concreto, 15 para os LVDT's e 4 para as células de carga. Para tal, foram utilizados 9 módulos do SPIDER 8 e 2 microcomputadores.

Os parâmetros dos extensômetros e LVDT's foram inseridos no sistema e a leitura dos dados foi acionada manualmente a cada passo de carga de 20 kN. Este valor de passo de carga foi utilizado para todos os modelos, de modo que pudesse comparar o comportamento dos modelos a uma mesma evolução de carregamento e que essa evolução acontecesse gradualmente.

Para monitoramento da aplicação de carregamento, foram utilizadas células de carga KRATOS, com 1000 kN de capacidade alinhada à cada atuador hidráulico. Essas células de carga serviram apenas para controle de quem aplicava o carregamento. Outras células de carga, da marca HBM tipo C6A, foram colocadas nos pontos de fixação de cada tirante e ligadas a indicadores digitais e a partir destes conectadas ao SPIDER 8. A Figura 3.23 apresenta em detalhe o sistema de aquisição com as ligações aos canais.

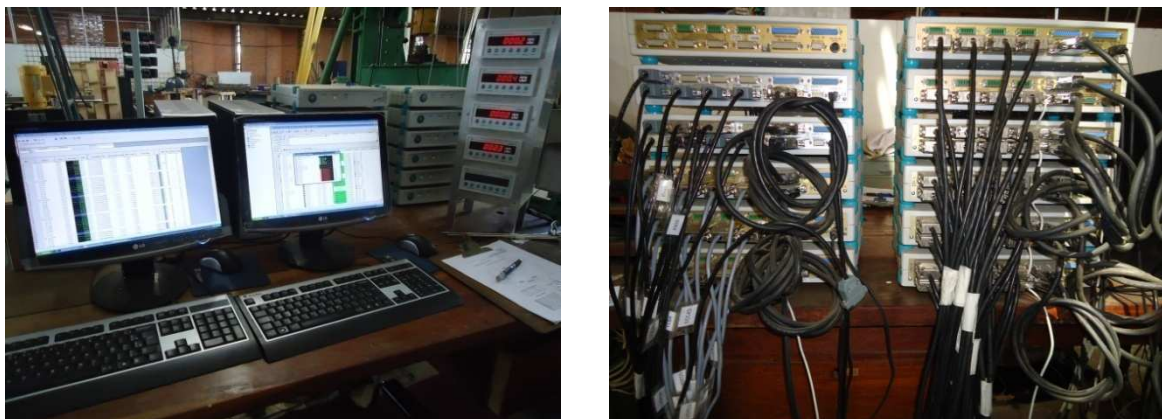


Figura 3.23 – Sistema de aquisição de dados utilizado

Os ensaios foram realizados utilizando o pórtico metálico do Laboratório de Estruturas, que é fixado sobre uma laje de reação cuja malha de furação recebeu novos furos para se adequar aos pontos de aplicação de carga do ensaio. A Figura 3.24 apresenta a concepção do ensaio.

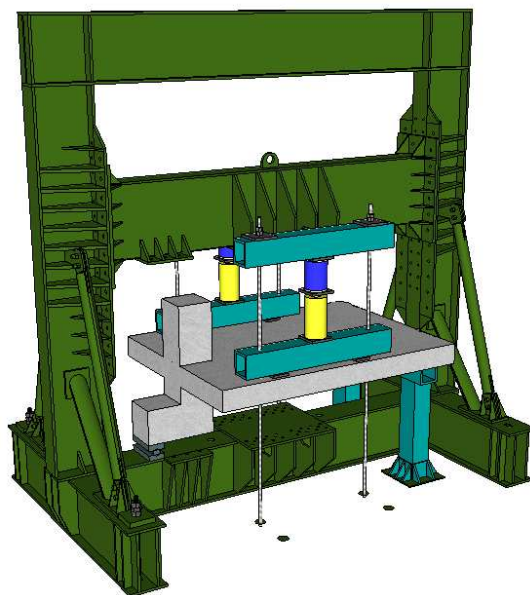


Figura 3.24 – Pórtico metálico para ensaio dos modelos

Dois atuadores hidráulicos de pistão vazado, da marca *Enerpac*, acionados por bombas elétricas, aplicaram o carregamento em vigas de distribuição que dividiram a carga, cada uma, em dois pontos da laje. A carga foi aplicada até a ruptura dos modelos. O sistema de aplicação de carregamento é mostrado na Figura 3.25.



Figura 3.25 – Aplicação do carregamento

4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios, quanto às deformações nas barras de aço e no concreto, deslocamentos verticais e horizontais em alguns pontos dos modelos, característica de rotação do pilar e cargas de fissuração e últimas e o mapa de fissuração, tendo como base as propriedades dos materiais obtidas por ensaio de caracterização.

4.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1 - Concreto

Os ensaios para obtenção da resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade secante foram feitos, respectivamente, de acordo com a ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 7222:1994 e ABNT NBR 8522:2003, no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade de Brasília. Foram moldados ao todo 30 corpos de prova cilíndricos de 20 centímetros de comprimento por 10 centímetros de diâmetro, no momento em que as lajes eram concretadas.

Como todas as lajes foram concretadas em um mesmo dia e todos os corpos de prova ensaiados em conjunto, a caracterização do concreto é a mesma para os 4 modelos. Foram ensaiados 14 corpos de prova somente à compressão, 10 corpos de prova à tração por compressão diametral e 6 corpos de prova para obtenção do módulo de elasticidade secante, sendo que estes também forneceram resultados de resistência à compressão. As Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam os resultados desses ensaios.

Tabela 4.1 – Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Ensaio	Massa (kg)	Ø (mm)	h (mm)	A (cm ²)	P _u (kN)	f _{ct} (MPa)
CP1	3,575	101,2	196,2	80,52	10,9	3,5
CP2	3,570	100,6	197,8	79,6	8,6	2,7
CP3	3,635	100,7	198,9	79,7	11,6	3,7
CP4	3,605	101,4	199,2	80,8	12,0	3,8
CP5	3,590	100,9	197,8	80,0	7,4	2,4
CP6	3,565	101,3	198,6	80,6	11,3	3,6
CP7	3,580	101,3	198,8	80,5	10,0	3,2
CP8	3,630	101,4	199,4	80,7	7,6	2,4
CP9	3,585	100,8	195,9	79,8	8,7	2,8
CP10	3,610	101,4	198,9	80,8	10,6	3,4

$$f_{ct,m\acute{e}dio} = 3,1 \text{ MPa}$$

Tabela 4.2 – Ensaio de Compressão

Ensaio	Massa (kg)	Ø (mm)	h (mm)	A (cm ²)	P _u (kN)	f _{cj} (MPa)
CP1	3,565	100,0	194,7	78,6	37,0	47,1
CP2	3,590	100,7	197,5	79,7	36,6	45,9
CP3	3,590	100,2	196,0	78,9	37,0	46,9
CP4	3,640	101,5	198,9	80,9	36,4	45,0
CP5	3,595	101,9	196,1	81,6	35,6	43,6
CP6	3,595	101,2	197,9	80,4	33,8	42,1
CP7	3,570	102,1	195,9	81,9	36,8	44,9
CP8	3,555	101,1	196,5	80,2	38,8	48,3
CP9	3,545	102,3	196,0	82,3	37,0	45,1
CP10	3,500	100,9	192,1	79,9	33,8	42,3
CP11	3,565	100,2	194,0	78,9	37,9	48,0
CP12	3,555	100,5	196,0	79,3	38,5	48,6
CP13	3,560	101,2	197,5	80,5	34,5	42,9
CP14	3,580	100,3	196,6	79,1	35,8	45,2

$$f_{cj,m\acute{e}dio} = 45,1 \text{ MPa}$$

(considerando os resultados de f_c do ensaio de módulo de elasticidade da Tabela 4.3

Tabela 4.3 – Ensaio de Módulo de Elasticidade

Ensaio	Massa (kg)	Ø (mm)	h(mm)	A (cm ²)	P _u (kN)	f _c (MPa)	E _c (GPa)
CP1	3,535	101,2	196,0	80,5	36,4	45,2	28,6
CP2	3,545	101,3	195,9	80,6	36,2	44,9	28,0
CP3	3,545	100,6	195,5	79,5	35,7	44,9	27,2
CP4	3,625	100,2	197,7	78,8	34,5	43,7	29,9
CP5	3,575	100,6	196,6	79,5	33,6	42,3	29,0
CP6	3,550	100,6	196,4	79,4	36,2	45,5	27,1

$$E_{c,m\acute{e}dio} = 28,3 \text{ GPa}$$

4.1.2 – Aço

As barras de aço da armadura de flexão utilizadas nos ensaios possuíam mesmos diâmetros e fornecedores que os aços dos ensaios de FERREIRA (2010), e os resultados dos ensaios de caracterização estão apresentados na Figura 4.1, por meio de curvas tensão-deformação até uma deformação específica de 10%. Os ensaios foram realizados seguindo as recomendações da ABNT NBR 6892:2002. A Tabela 4.4 apresenta as médias das propriedades das amostras ensaiadas.

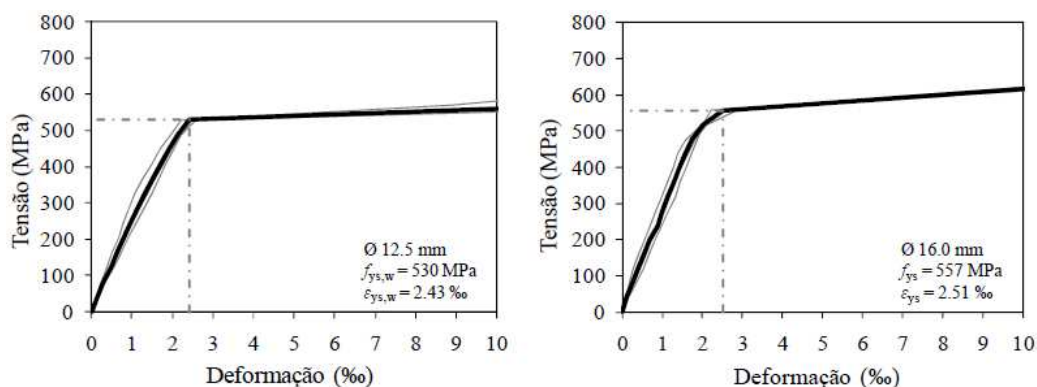


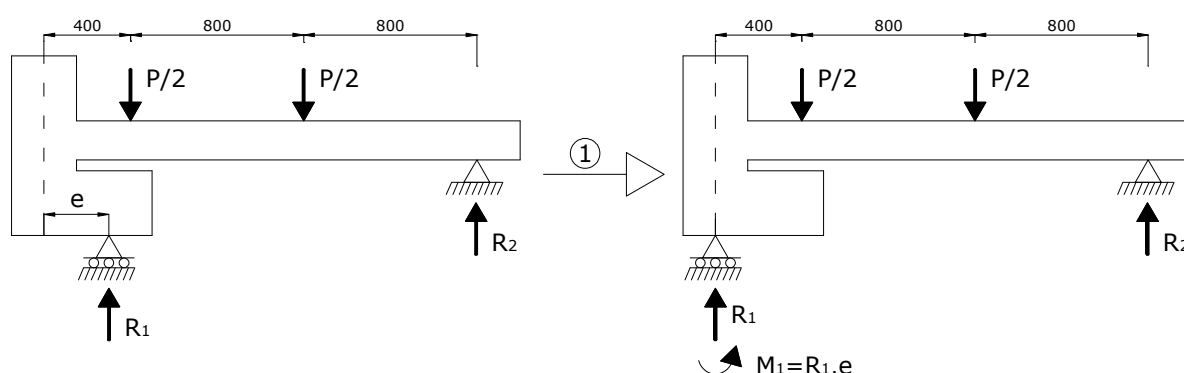
Figura 4.1 – Curva tensão-deformação das barras de aço (parcial)

Tabela 4.4 – Propriedades dos aços

Ø (mm)	f _y (MPa)	ε _y (‰)	f _u (MPa)	E _s (GPa)
12,5	530	2,43	652	218
16	557	2,51	637	222

4.2 - CARGAS ÚLTIMAS

Os resultados dos ensaios serão analisados e comparados através de tabelas e gráficos, e posteriormente serão comparados com as previsões das normas estudadas. A Tabela 4.4 resume as cargas últimas dos modelos, de forma que V_u corresponde à reação do apoio do pilar, calculado estaticamente na direção longitudinal, de acordo com a Figura 4.2. P_u é a carga total aplicada pelo sistema.



① LEVANDO A REAÇÃO DE APOIO E O MOMENTO FLETOR RESULTANTE PARA O EIXO DO PILAR

Dimensões em mm

Figura 4.2 – Reação de apoio no pilar

Pelos somatórios das forças verticais aplicadas no sistema e de momentos fletores no apoio R_2 , encontra-se a reação de apoio R_1 em função da carga aplicada:

$$\sum F_y = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R_1 + R_2 \quad \text{Equação 4.1}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$800 \cdot \frac{P}{2} + 1600 \cdot \frac{P}{2} - 2000 \cdot R_1 + R_1 \cdot e = 0 \quad \text{Equação 4.2}$$

$$R_1 = V$$

$$V = \frac{1200 \cdot P}{(2000 - e)} \quad \text{Equação 4.3}$$

Tabela 4.4 – Cargas últimas dos modelos

Laje	e (mm)	V_u (kN)	P_u (kN)
L1	300	292,5 kN	412 kN
L2	0	300,0 kN	500 kN
L3	-300	241,8 kN	465 kN
L4	-400	197,5 kN	395 kN

Comparando a reação de apoio no pilar (V_u) para os modelos L1 e L3, confirma-se a hipótese da excentricidade externa ser mais crítica. Um maior carregamento total aplicado pelo sistema em L1 se explica pela configuração do ensaio, em que neste modelo, o dispositivo de apoio localizado próximo a borda oposta ao pilar atrai para si menor proporção do carregamento. Além disso, comparando V_u dos modelos L2, L3 e L4, percebe-se que com o aumento da excentricidade externa reduz-se a capacidade de carga da ligação. A Figura 4.3 ilustra esse comportamento.

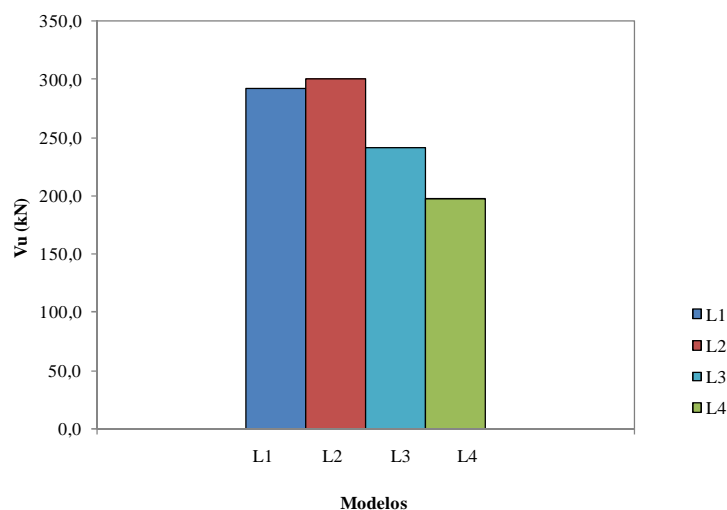


Figura 4.3 – Comparação entre as reações nos pilares na ruptura

4.2.1 - Comparação com as previsões normativas

O EUROCODE 2:2004 e a ABNT NBR 6118:2003, apresentam tratamento bastante semelhante. As diferenças básicas estão no cálculo da tensão resistente, em que a norma

brasileira utiliza o menor valor entre as Equações 2.3 e 2.4. O EUROCODE 2:2004, por sua vez, traz a Equação 2.11.

Para um caso geral de projeto, em que, pela norma brasileira se toma $\gamma_c=1,4$, o valor da tensão resistente das duas normas é ainda mais parecido, pois o coeficiente 0,13 da Equação 2.4 traz implicitamente $0,18/\gamma_c$. Como o objetivo aqui é o estudo experimental, ou seja, quer-se saber qual é a carga última prevista pelas normas, não são utilizados coeficientes de segurança.

A outra divergência entre essas normas está no cálculo da tensão atuante, em que, apesar das expressões também serem bastante semelhantes, a ABNT NBR 6118:2003 considera para a obtenção do momento de cálculo a diferença entre o momento atuante no pilar, que neste trabalho é causado pela excentricidade de apoio, e o momento relativo à excentricidade do centróide do perímetro de controle crítico em relação ao eixo do pilar, sendo que este momento resultante deve ser positivo, portanto o uso é válido apenas em caso de excentricidade interna. Nos casos de excentricidade externa e pilar centrado a expressão deixa de considerar a influência da transferência de momento e se torna a mesma.

No EUROCODE 2:2004 não há disposições claras sobre a consideração da excentricidade em relação ao perímetro de controle, e, apenas para casos de excentricidade interna deve-se utilizar o perímetro de controle reduzido. Apesar da norma européia, não explicitar que a excentricidade utilizada em sua expressão deve ser apenas a interna, os resultados para o caso do momento no outro sentido não são coerentes. Assim, as expressões utilizadas para excentricidade externa e pilar centrado também se tornam a mesma.

O ACI 318:2008 não trata o assunto da mesma forma. A principal diferença é que a distância das faces do pilar para o perímetro de controle é de $0,5d$, ao contrário dos $2d$ das normas brasileira e européia. Outro fator importante é o cálculo da tensão de cisalhamento resistente do concreto que é obtida a partir do menor valor entre as expressões 2.14, 2.15, 2.16. Da mesma forma que as outras normas analisadas, o ACI 318:2008 não tem disposições específicas sobre excentricidade externa, e sua análise é feita por uma extensão da análise para excentricidade interna.

Dessa forma, a Tabela 4.5 apresenta os resultados comparados.

Tabela 4.5 – Comparação com resultados previstos pelas normas

Laje	E	$V_{u,ensaio}$	$V_{u,NBR}$	$V_{u,EC2}$	$V_{u,ACI}$	$V_{u,ensaio}/V_{u,NBR}$	$V_{u,ensaio}/V_{u,EC2}$	$V_{u,ensaio}/V_{u,ACI}$
	(cm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)			
L1	30,0	292,5	295,2	178,1	270,7	0,99	1,64	1,08
L2	0,0	300,0	295,2	352,2	250,6	1,02	0,85	1,20
L3	-30,0	241,8	295,2	352,2	120,8	0,82	0,69	2,00
L4	-40,0	197,5	295,2	352,2	103,1	0,67	0,56	1,92

A maioria dos resultados de carga última dos ensaios apresentou significativas diferenças em relação às previsões das normas estudadas. A ABNT NBR 6118:2003 foi o tratamento que mais se aproximou dos resultados para excentricidade interna e pilar centrado, porém seus resultados para excentricidade externa não são consistentes. A interpretação pura das prescrições do EUROCODE 2:2004 e do ACI 318:2008 não apresentam valores aproximados para qualquer que seja o caso. As Figuras 4.3 e 4.5 comparam, de acordo com os valores da Tabela 4.5, as previsões de cada uma das normas estudadas e os resultados do ensaio.

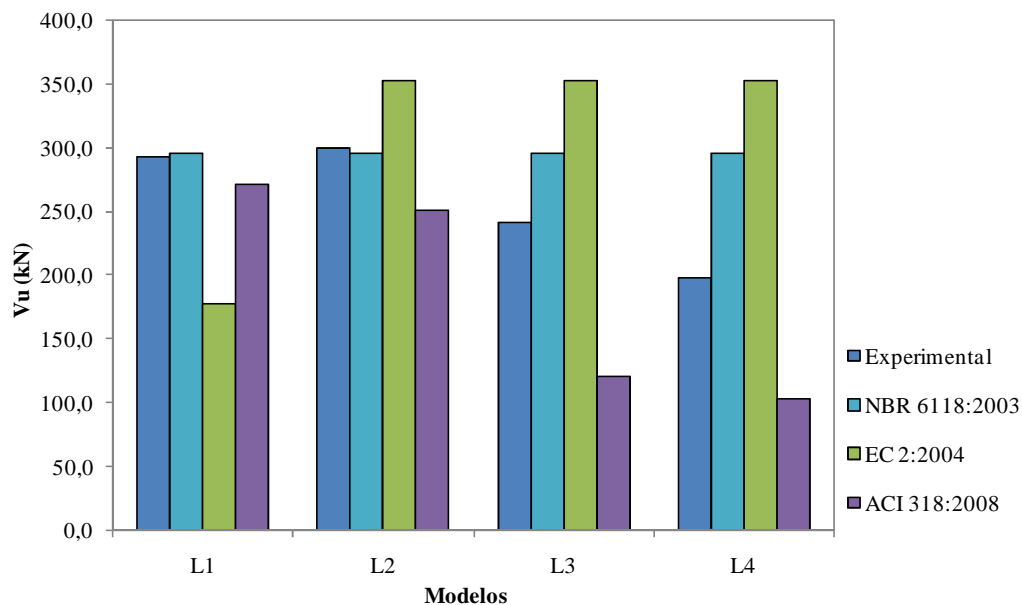


Figura 4.4 – Cargas últimas – Ensaios x Normas

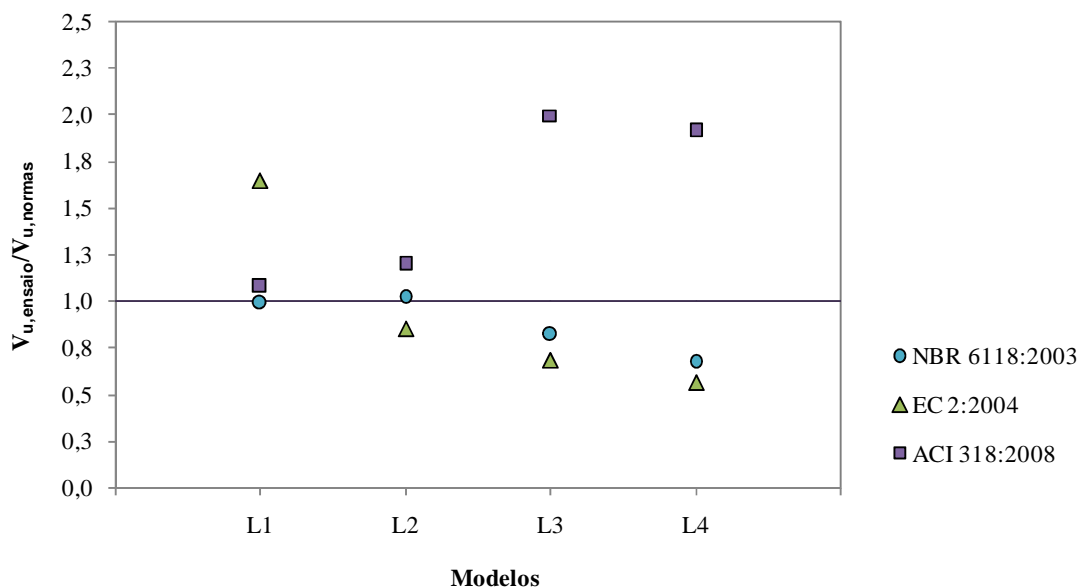


Figura 4.5 – Relação $V_{u,ensaio} / V_{u,normas}$

Porém, fazendo algumas extrapolações ao tratamento do EUROCODE 2:2004 pode-se encontrar valores mais coerentes. Estas extrapolações estão relacionadas à consideração da excentricidade até o centróide do perímetro crítico, e não apenas até o centro do pilar.

Quanto à ABNT NBR 6118:2003 também pode ser feito um tratamento diferenciado em que a distância do apoio sob o pilar ao centróide do perímetro crítico tenha sempre valor positivo independente da posição da excentricidade. Porém esse caso recai nas mesmas extrapolações feitas ao EUROCODE 2:2004, já que as disposições dessas normas são muito similares.

A Tabela 4.6 apresenta os resultados das previsões normativas introduzindo as extrapolações mencionadas.

Tabela 4.6 – Comparação entre os resultados dos ensaios e os das normas com extrapolações

Laje	e	$V_{u,ensaio}$	$V_{u,NBR \text{ e } EC2^*}$	$V_{u,ensaio}/V_{u,NBR \text{ e } EC2^*}$
	(cm)	(kN)	(kN)	
L1	30,0	292,5	247,0	1,18
L2	0,0	300,0	188,8	1,59
L3	-30,0	241,8	120,0	2,01
L4	-40,0	197,5	107,0	1,84

Com esta análise, as previsões do EUROCODE 2:2004 se aproximam mais aos valores dos ensaios dos modelos com excentricidade interna e com pilar centrado. Acredita-se que este seja o tratamento que estas normas pretendem que seja feito, embora suas disposições não são evidentes. Ainda assim, as previsões para os casos de excentricidade externa estão muito distantes da realidade.

4.3 - DEFORMAÇÕES NA ARMADURA

As deformações na armadura são apresentadas nos gráficos das Figuras de 4.6 até 4.21, em função do carregamento aplicado sem considerar o peso próprio da laje, de acordo com os pontos de instrumentação pré-definidos.

Nas barras de aço, em cada ponto de instrumentação, foram colados extensômetros diametralmente opostos, sendo tomada a média aritmética destes valores. Houve casos em que um dos extensômetros não estava transmitindo corrente antes do início do ensaio e casos em que durante o ensaio os resultados apresentados foram inconsistentes, fazendo com que, para estes casos, não fosse tomada a média, mas apenas os resultados do extensômetro coerente. Os gráficos apresentam em destaque a carga em que a primeira fissura pôde ser vista e a carga que levou o modelo à ruptura.

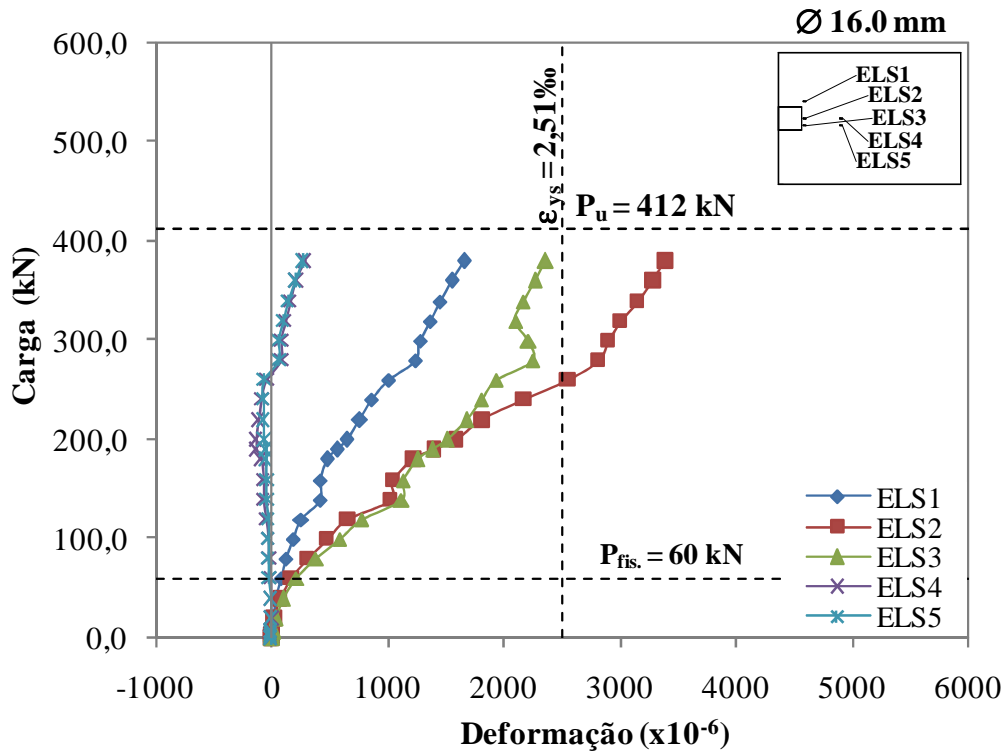


Figura 4.6 - Deformação na armadura longitudinal superior – L1

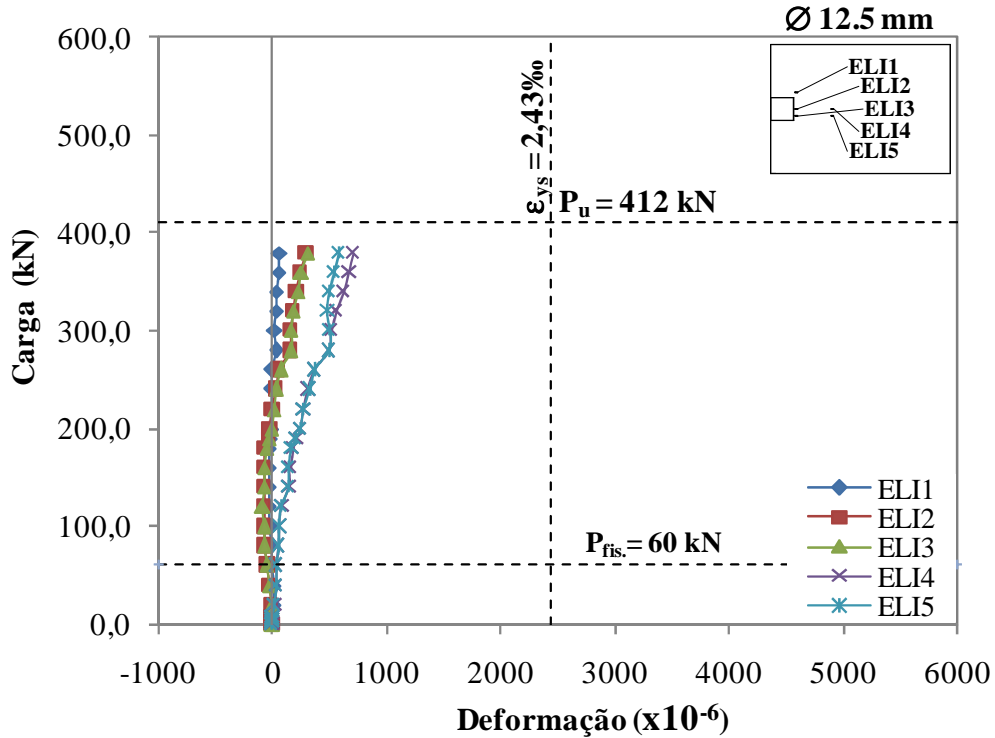


Figura 4.7 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L1

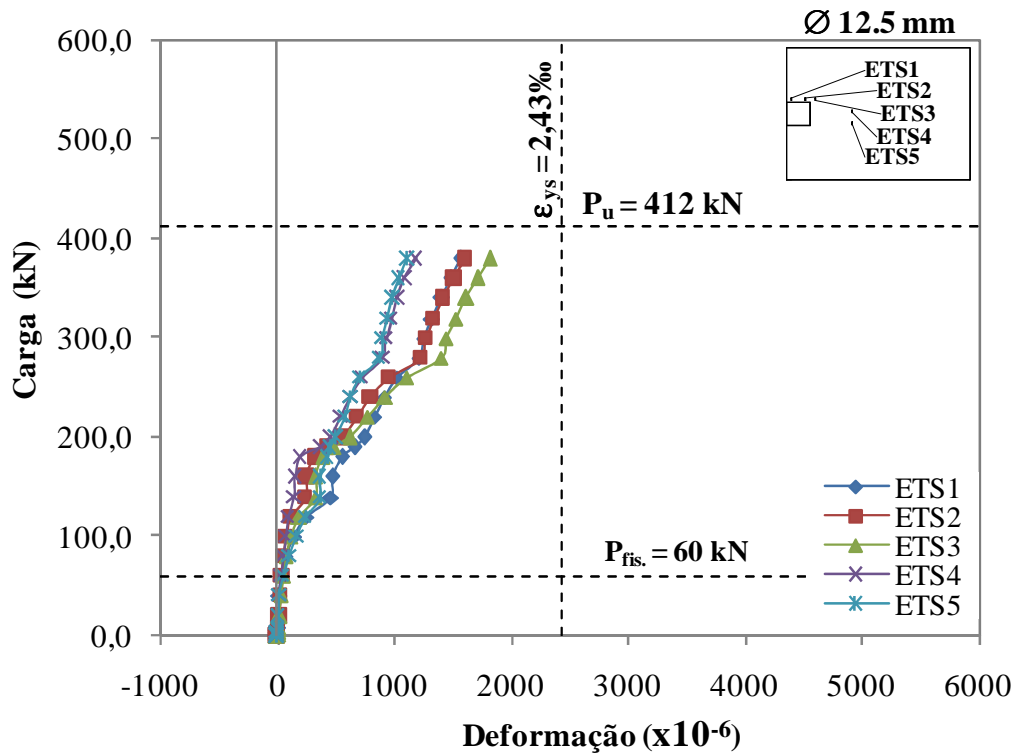


Figura 4.8 - Deformação na armadura transversal superior – L1

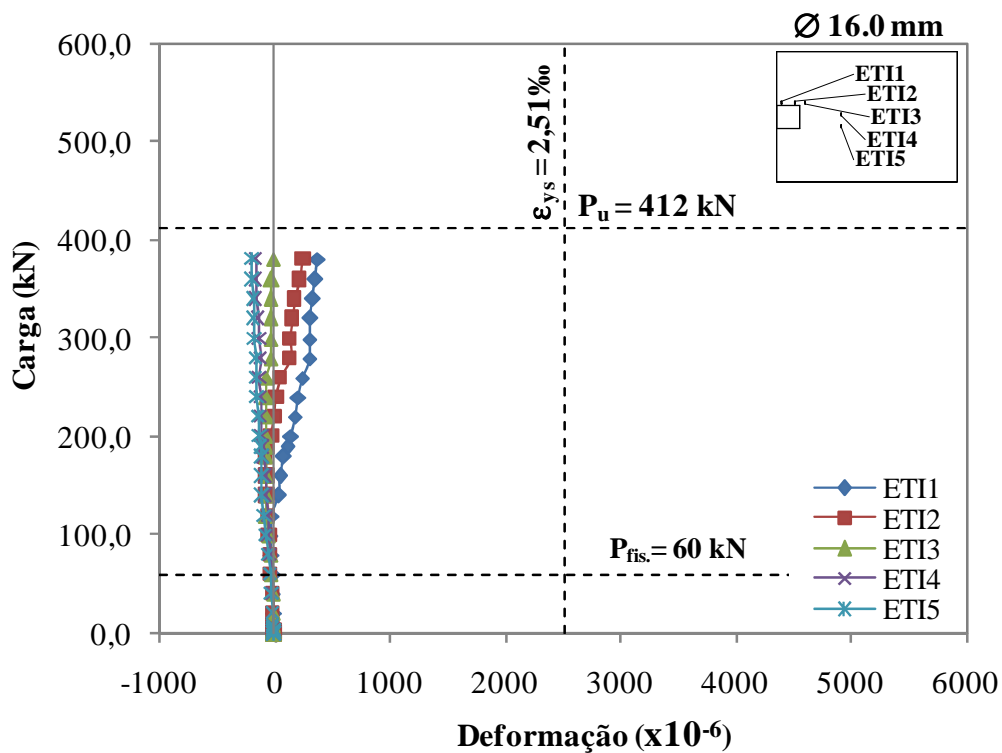


Figura 4.9 - Deformação na armadura transversal inferior – L1

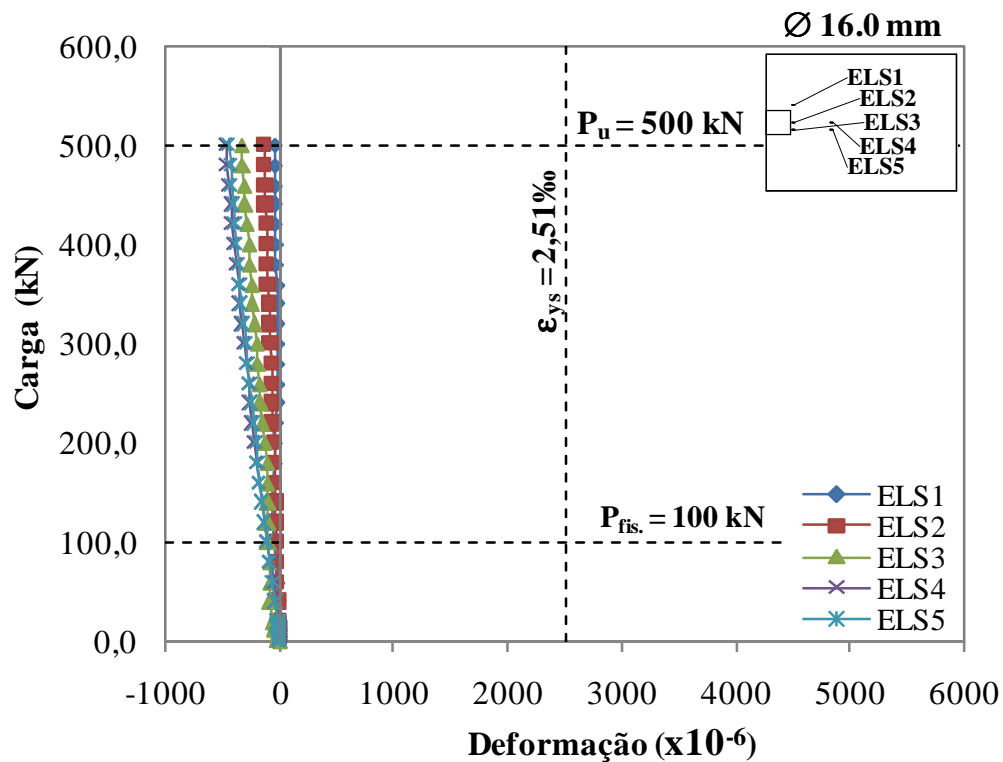


Figura 4.10 - Deformação na armadura longitudinal superior – L2

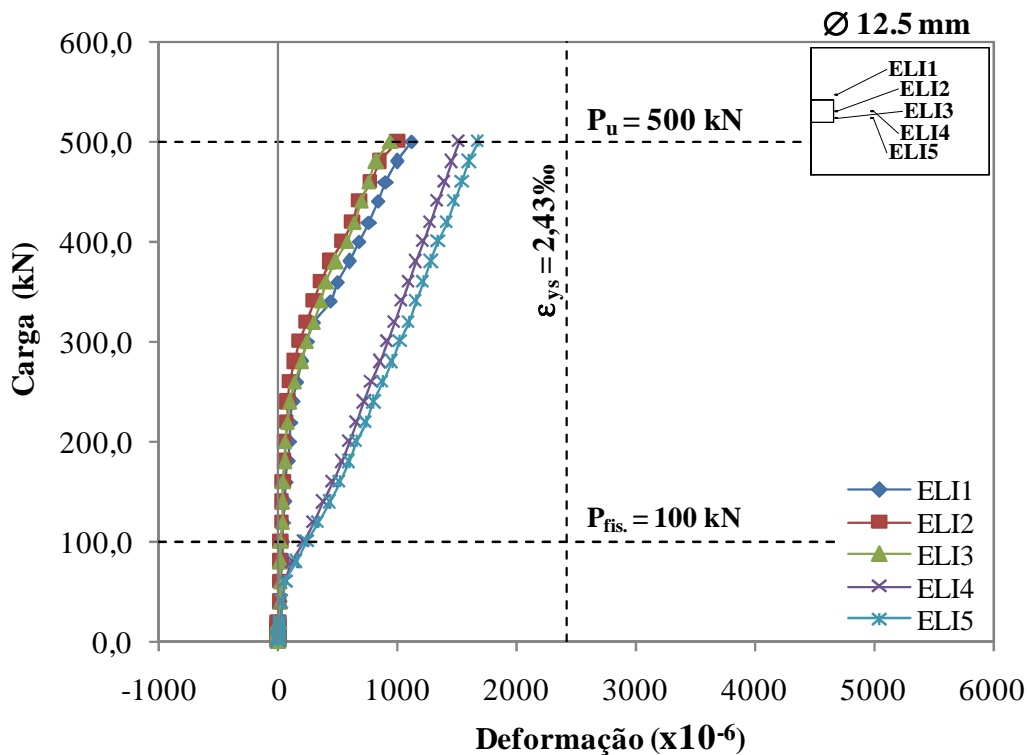


Figura 4.11 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L2

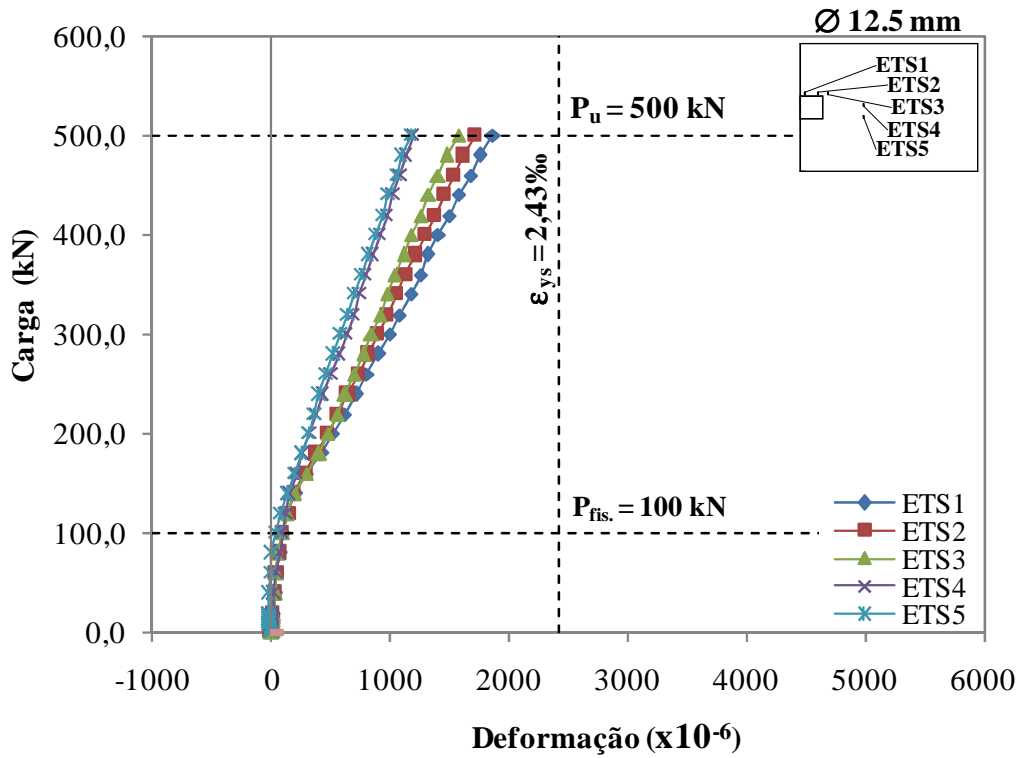


Figura 4.12 - Deformação na armadura transversal superior – L2

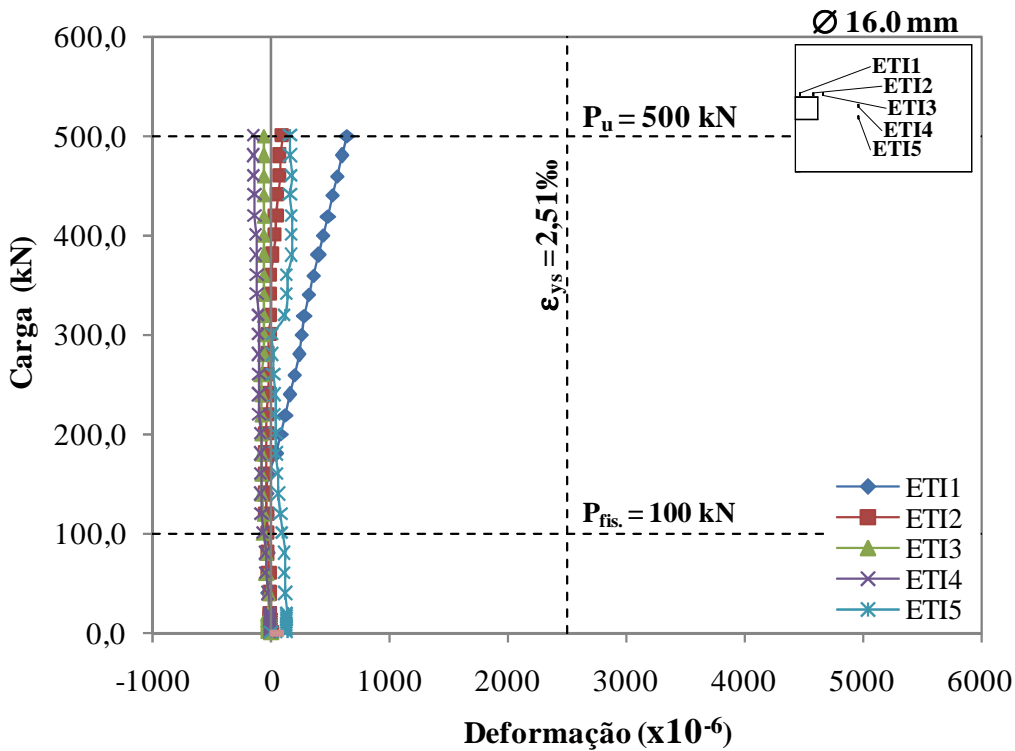


Figura 4.13 - Deformação na armadura transversal inferior – L2

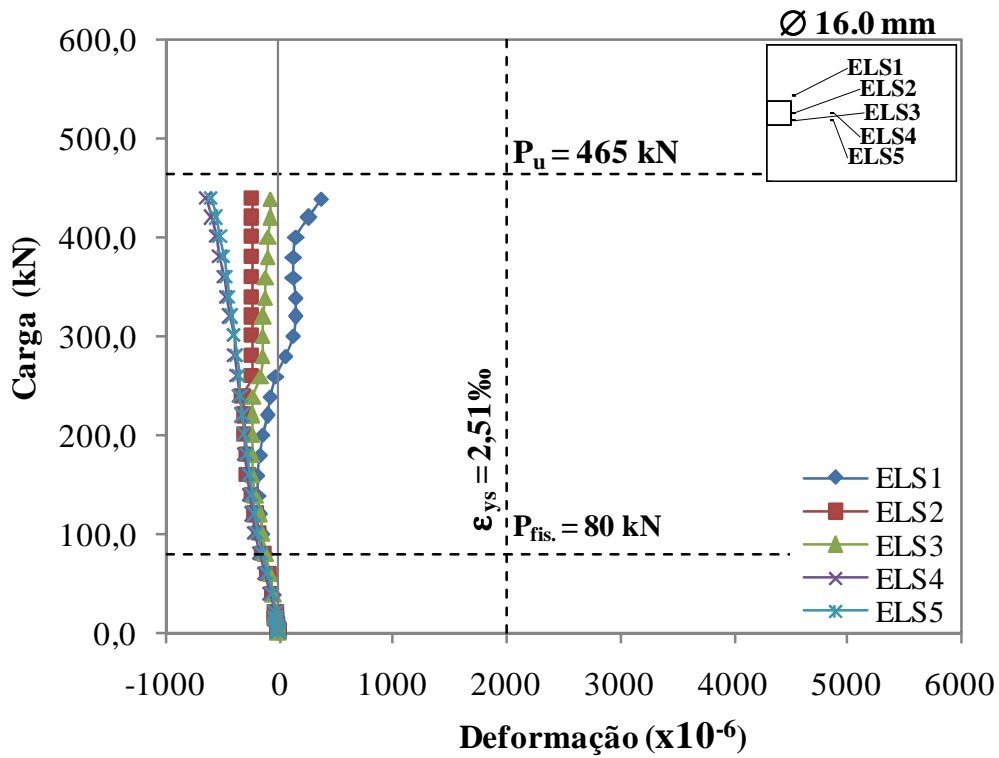


Figura 4.14 - Deformação na armadura longitudinal superior – L3

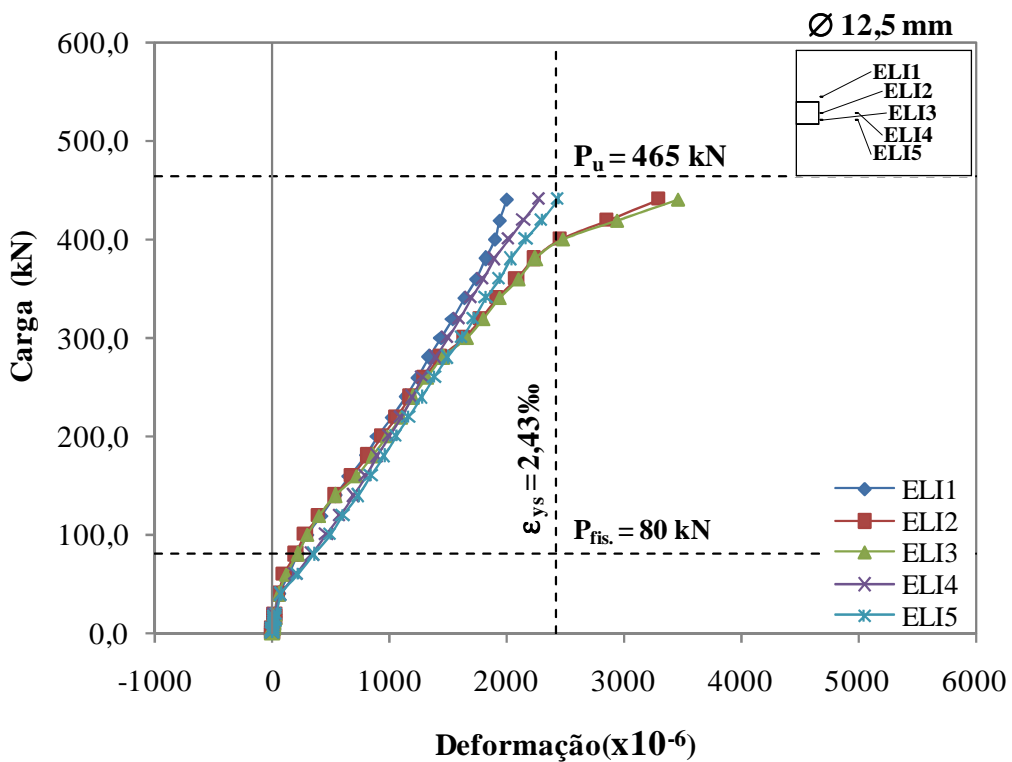


Figura 4.15 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L3

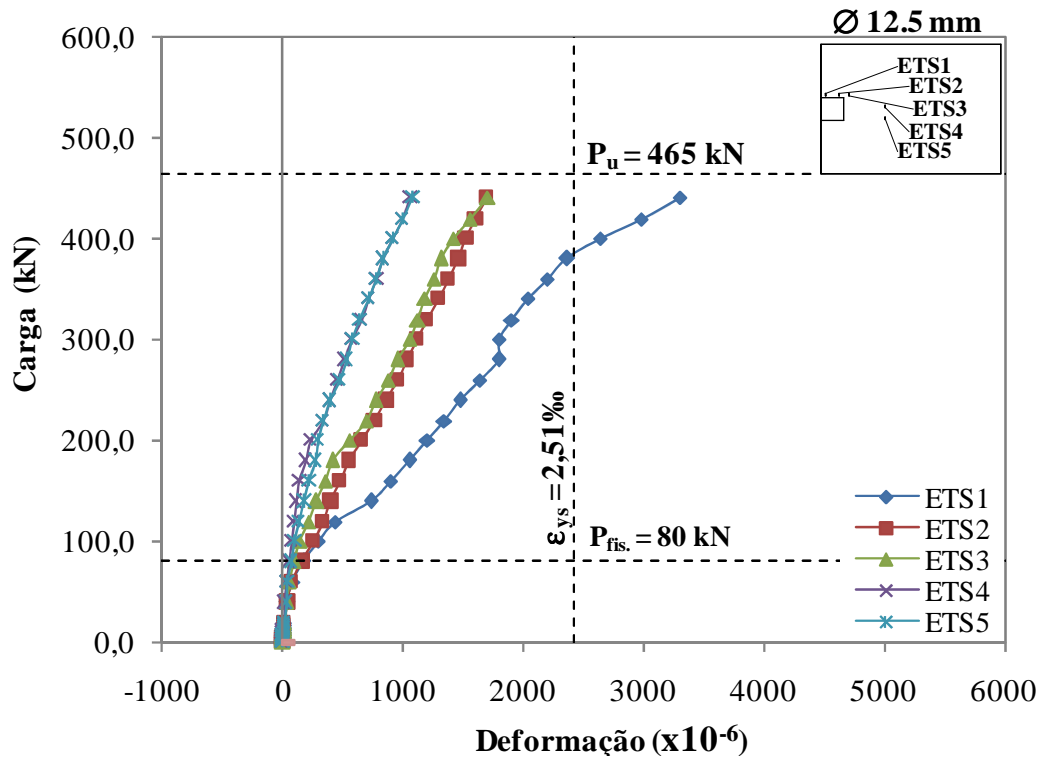


Figura 4.16 - Deformação na armadura transversal superior – L3

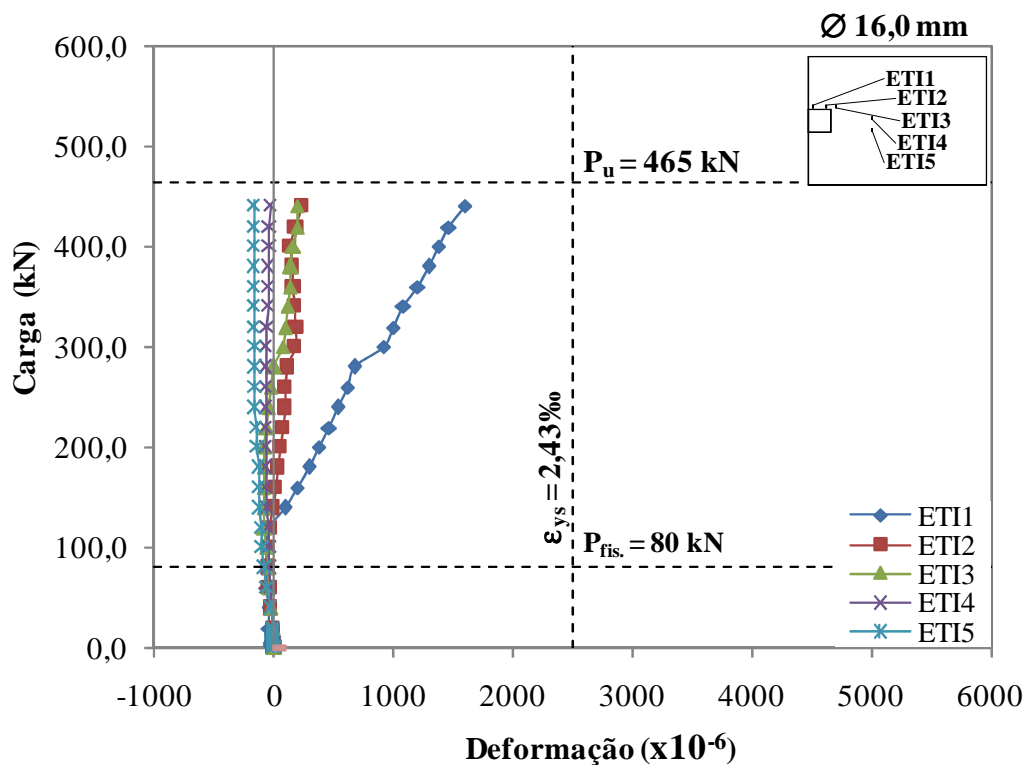


Figura 4.17 - Deformação na armadura transversal inferior – L3

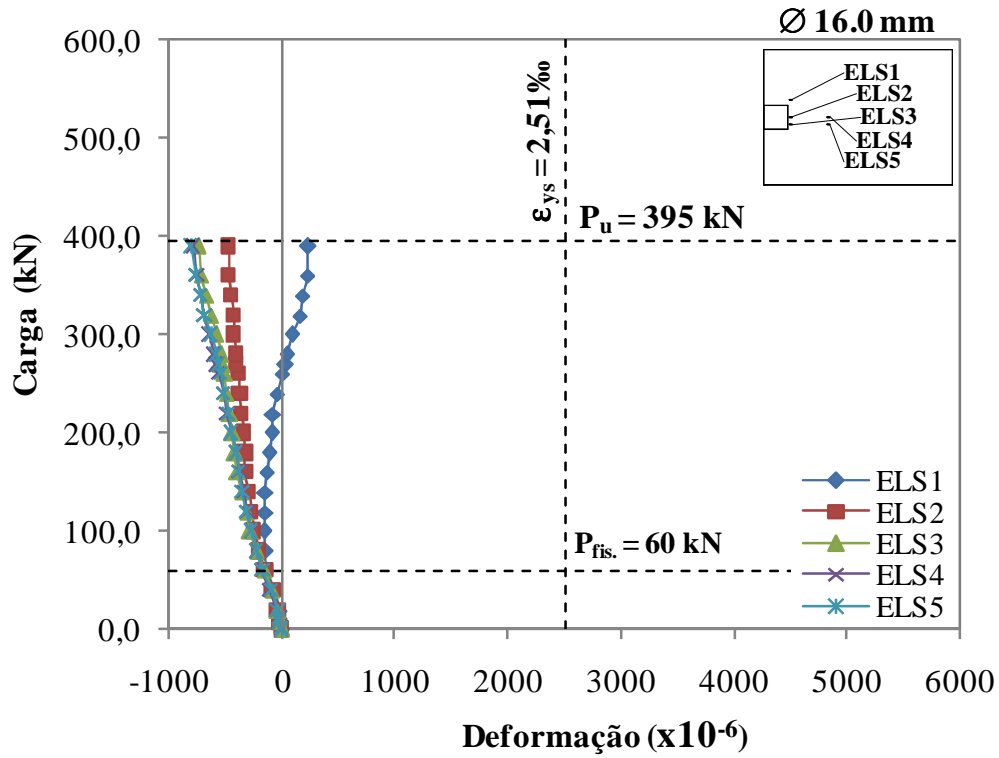


Figura 4.18 - Deformação na armadura longitudinal superior – L4

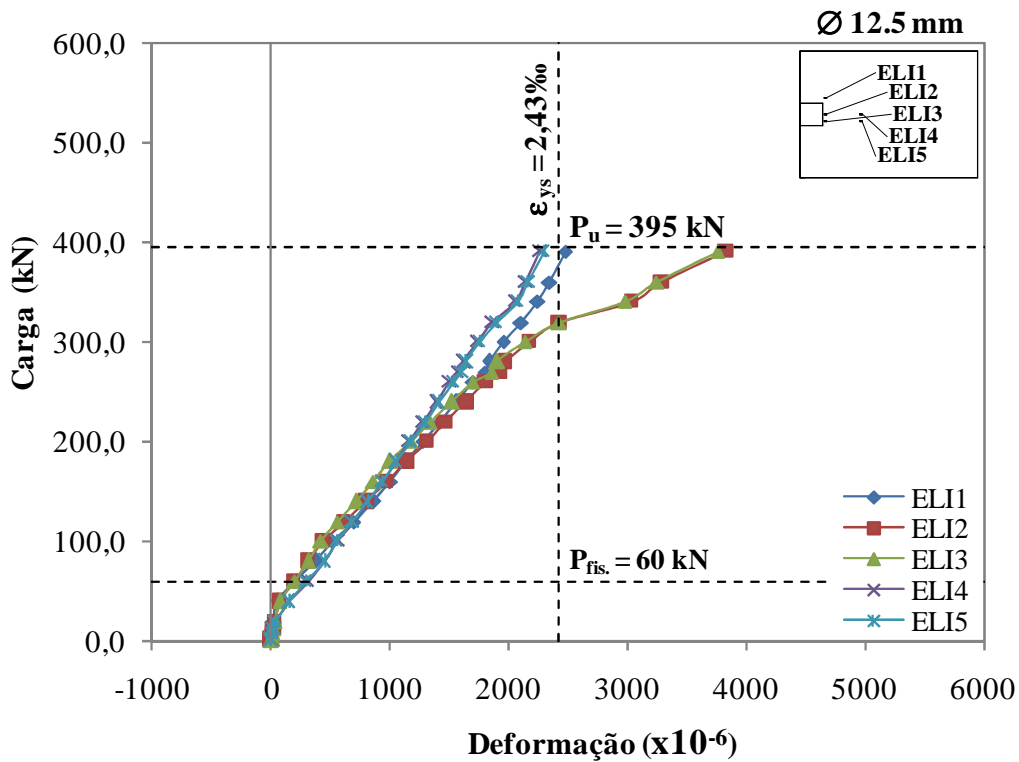


Figura 4.19 - Deformação na armadura longitudinal inferior – L4

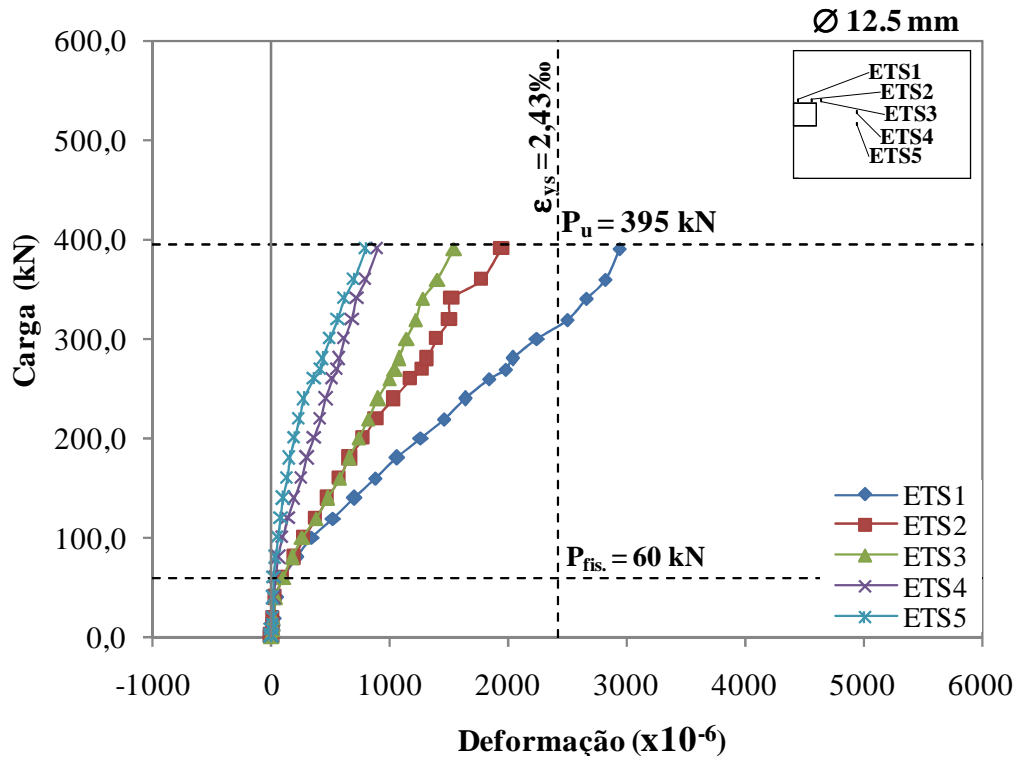


Figura 4.20 - Deformação na armadura transversal superior – L4

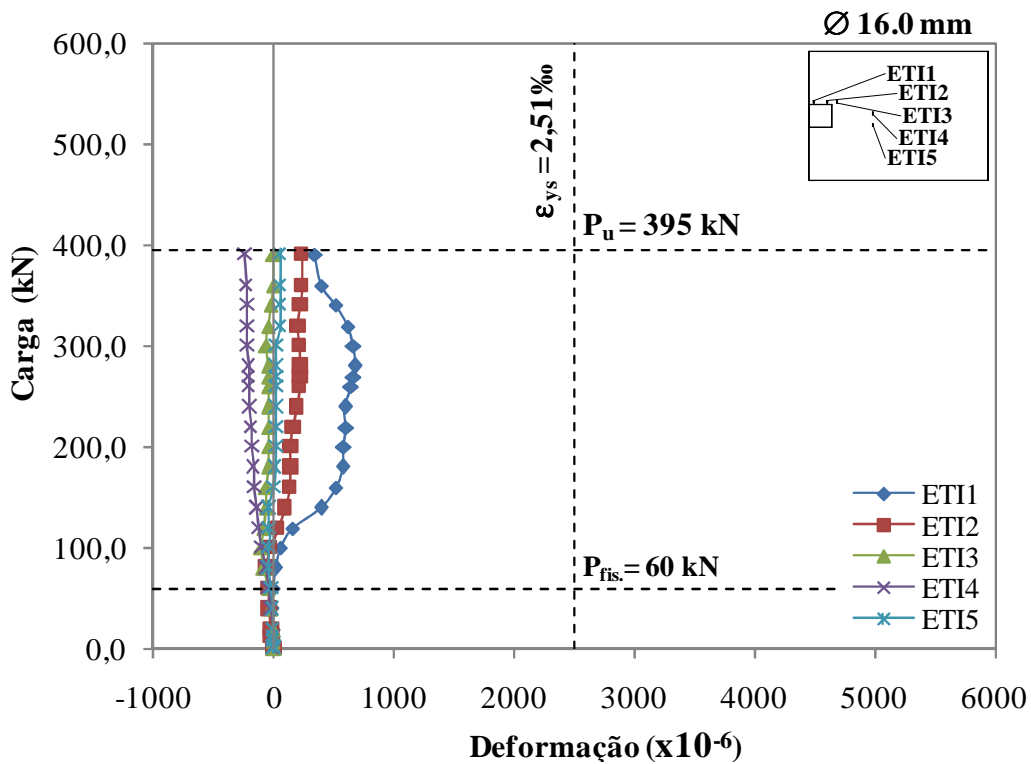


Figura 4.21 - Deformação na armadura transversal inferior – L4

Os extensômetros nas barras longitudinais superiores, ELS, e transversais superiores, ETS, apresentaram, nos pontos instrumentados do modelo L1, deformações predominantemente de tração, evidenciando o fato de que estando o pilar submetido à excentricidade interna e ao carregamento vertical próximo às bordas na direção transversal, a região próxima ao pilar fica submetida à tração nas duas direções. Ainda pôde ser visto, que as maiores deformações longitudinais encontraram-se na linha do eixo do pilar nas proximidades de sua face interna, com barras atingindo o escoamento. As deformações transversais também se destacaram na região próxima à face interna do pilar.

Para os modelos com excentricidade externa ou com o apoio centrado, fazendo uma análise simplificada de viga, percebe-se que na direção longitudinal, dentro da faixa de largura do pilar, a laje é submetida apenas a momento fletor positivo, sendo solicitada à tração em suas fibras inferiores e compressão nas superiores. Este comportamento pôde ser atestado pelos gráficos de deformação nas armaduras longitudinais superiores dos modelos L2, L3 e L4, sendo que com o aumento da excentricidade as deformações na região próxima ao pilar aumentaram, já que o momento aplicado foi maior. Nestes gráficos, percebe-se ainda que apenas o extensômetro ELS1, dos modelos L3 e L4, apresentou deformações de compressão, o que pode ser explicado pelo fato de que este extensômetro, que não se encontrava em barras que atravessassem o pilar, estava sujeito a maior influência das deformações nas barras da outra direção.

Nos gráficos de deformação das barras transversais superiores dos modelos L2, L3 e L4 assim como o comportamento já tratado do modelo L1, a configuração de carregamento vertical, gerou apenas momento fletor negativo para todos os casos, sendo que conforme a rotação do pilar decorrente da excentricidade imposta, este permitia uma maior ou menor deformação de tração das barras mais próximas à borda da laje ou à face interna do pilar.

Quanto às armaduras inferiores é possível perceber pelos gráficos que em várias seções da laje as deformações das barras superiores e inferiores tiveram o mesmo sinal. Para o modelo L1 isto aconteceu para praticamente todos os pontos instrumentados da direção longitudinal. Nesta direção ressalta-se que as deformações lidas são coerentes com o comportamento esperado de momentos fletores, pois na região mais próxima ao pilar, região de momento

fletor negativo, as barras superiores apresentaram maiores deformações de tração do que as barras inferiores. Nos pontos mais distantes do pilar o comportamento foi contrário, já que, pelo carregamento aplicado, o momento fletor se torna positivo. Para a direção transversal o comportamento é análogo, sendo que as barras inferiores que não atravessavam o pilar apresentaram deformações de compressão. Isto se explica pela alta rigidez do pilar limitar a curvatura das barras que o atravessavam.

A direção longitudinal de L2, por não possuir momento no pilar, apresentou deformações mais comportadas, em que, para todos os pontos as regiões superior e inferior possuíam deformações com sinais opostos. Na direção transversal dos modelos L2, L3, L4 o comportamento foi muito semelhante à L1. A excentricidade, e conseqüente rotação do pilar, apenas limitou mais ou menos a deformação dos pontos mais próximos à face externa ou interna do pilar.

Por fim, foi possível notar, quanto à armadura inferior longitudinal para os modelos L3 e L4, que essas barras foram realmente solicitadas à tração e que na região de maior momento fletor (linha de carga mais próxima ao pilar) atingiram o escoamento.

4.4 - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Também foram construídos gráficos para visualização das deformações do concreto em função do carregamento aplicado (da Figura 4.22 à Figura 4.25), desprezando o peso próprio da laje e ressaltando a carga de ruptura e a carga em que ocorreu a primeira fissura visível. Um dos problemas apresentados nos ensaios foi que grande parte dos dados gerados pelos extensômetros do concreto não se mostraram consistentes. Antes do ensaio, os extensômetros pareciam estar funcionando corretamente, porém depois de alguns passos de carga os resultados perdiam a solidez. Isto pode ser explicado em alguns casos por problemas com as conexões dos fios, mas para a maioria dos casos os extensômetros falhos apresentavam deformações de tração, ou seja, alguma fissura ou o próprio esforço pode ter danificado ou descolado o extensômetro. As ligações foram cuidadosamente revistas para cada ensaio, mas o problema persistiu, especialmente nos ensaios dos modelos L2 e L3.

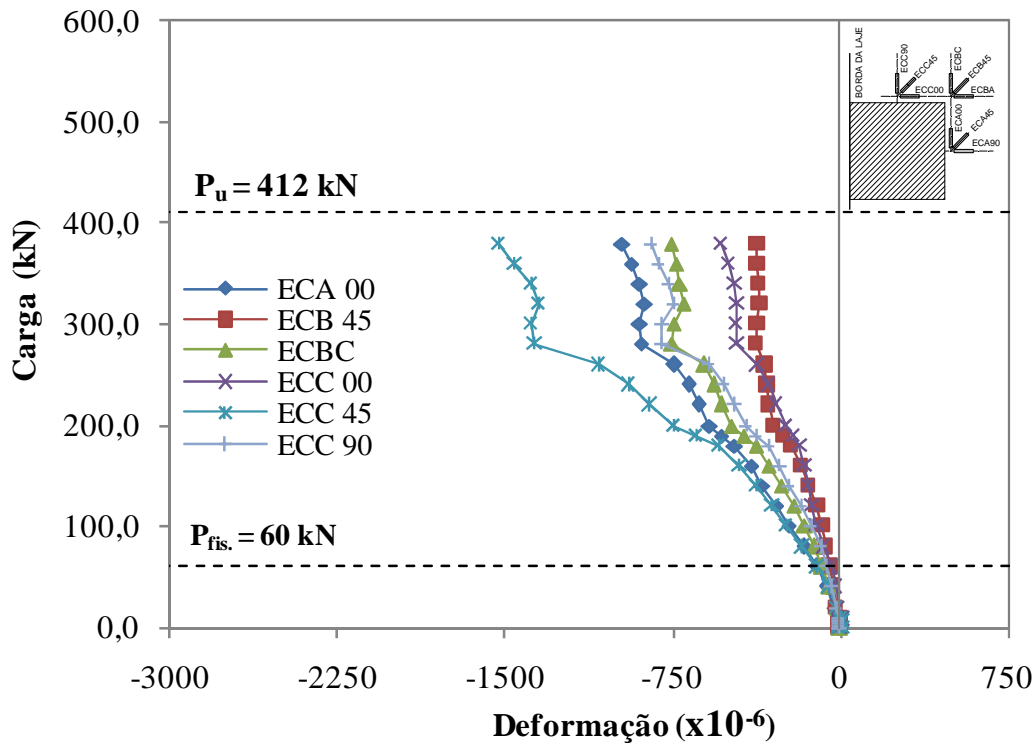


Figura 4.22 - Deformação no concreto – L1

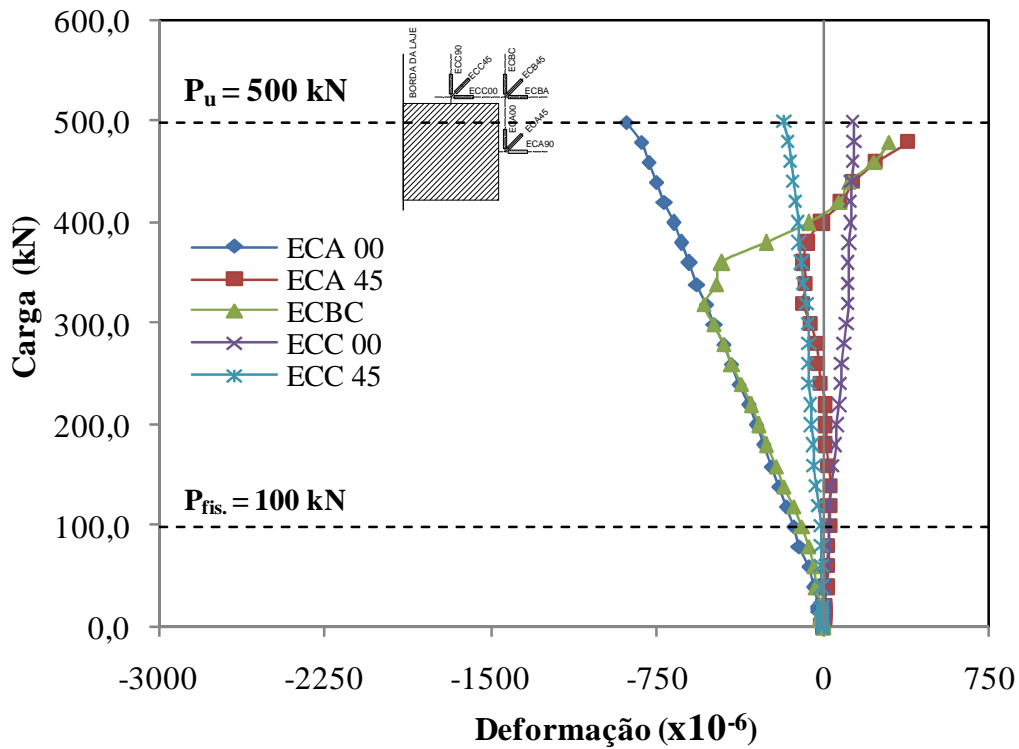


Figura 4.23 - Deformação no concreto – L2

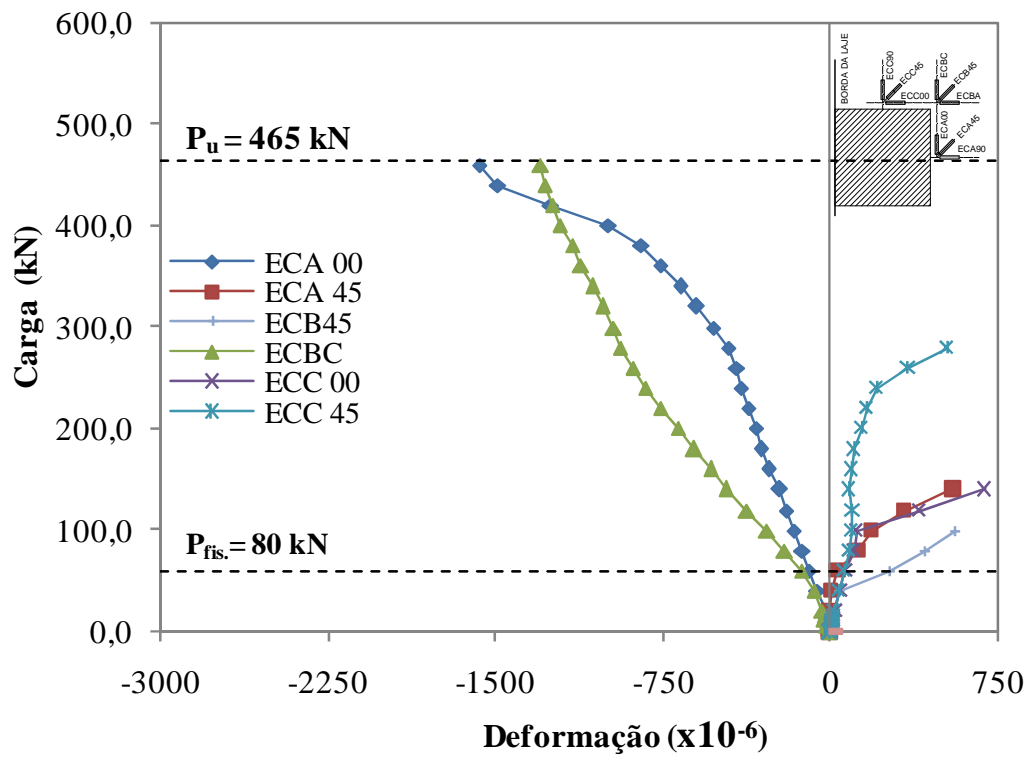


Figura 4.24 - Deformação no concreto – L3

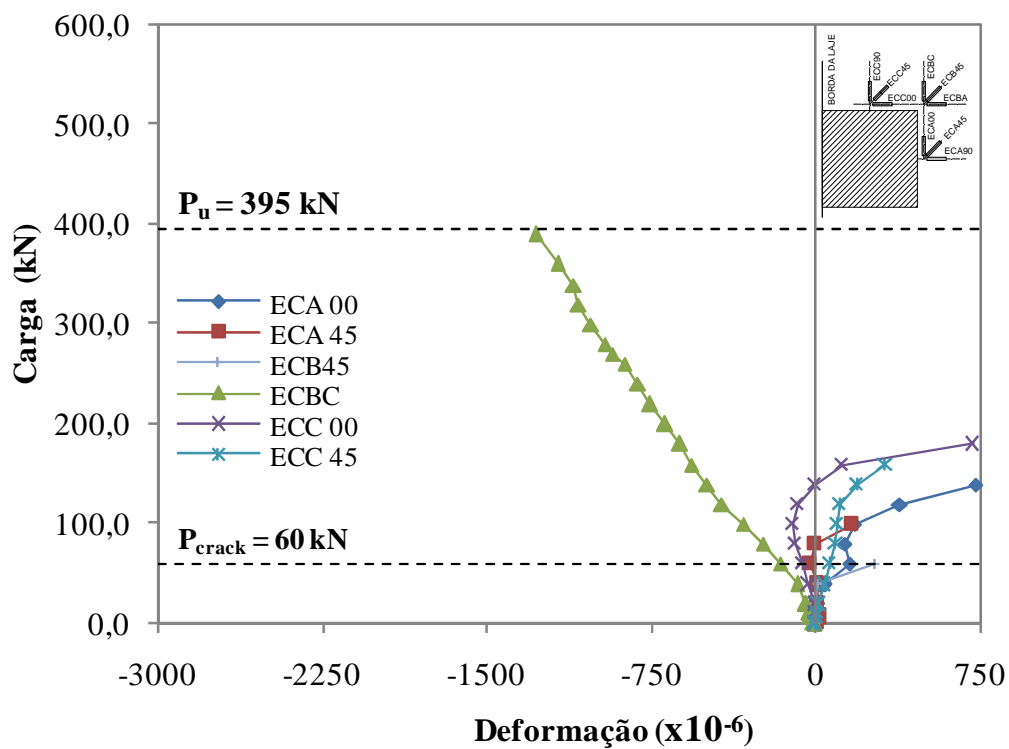


Figura 4.25 - Deformação no concreto – L4

Os gráficos indicam que para o modelo com excentricidade interna toda a região próxima ao pilar na face inferior da laje foi submetida à compressão. Não há diferença significativa entre as medições nos diferentes pontos. Os maiores valores apresentados foram os de ECC45, atingindo -1500×10^{-6} . Nos demais modelos, apenas os extensômetros colados na direção transversal apresentaram deformação de compressão, de acordo com o que já foi explicado sobre o comportamento da laje em relação ao extensômetros do aço.

Comparando os extensômetros da direção transversal percebe-se que com o aumento da excentricidade externa as deformações nessa direção evoluíram. Em todos os casos as máximas deformações atingidas foram em torno de -1500×10^{-6} .

4.5 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Quanto aos deslocamentos verticais, está apresentado em gráficos o comportamento dos modelos na direção longitudinal no meio do vão (Figuras 4.26, 4.29, 4.32 e 4.35), direção transversal na linha do eixo do pilar (Figuras 4.27, 4.30, 4.33 e 4.36) e em uma seção diagonal a partir do LVDT 01 até o LVDT 12 (Figuras 4.28, 4.31, 4.34 e 4.37).

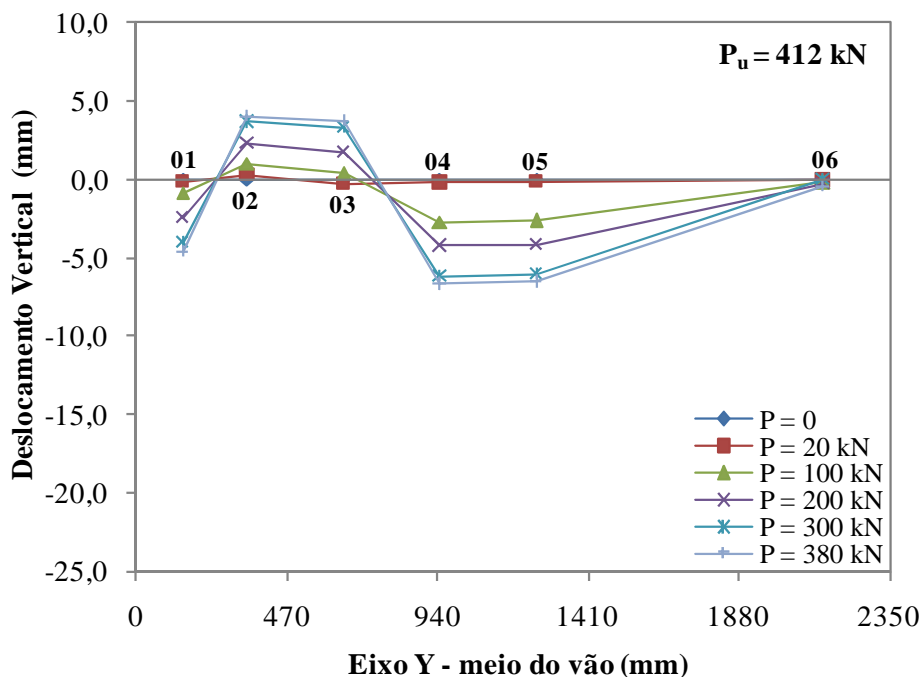


Figura 4.26 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L1

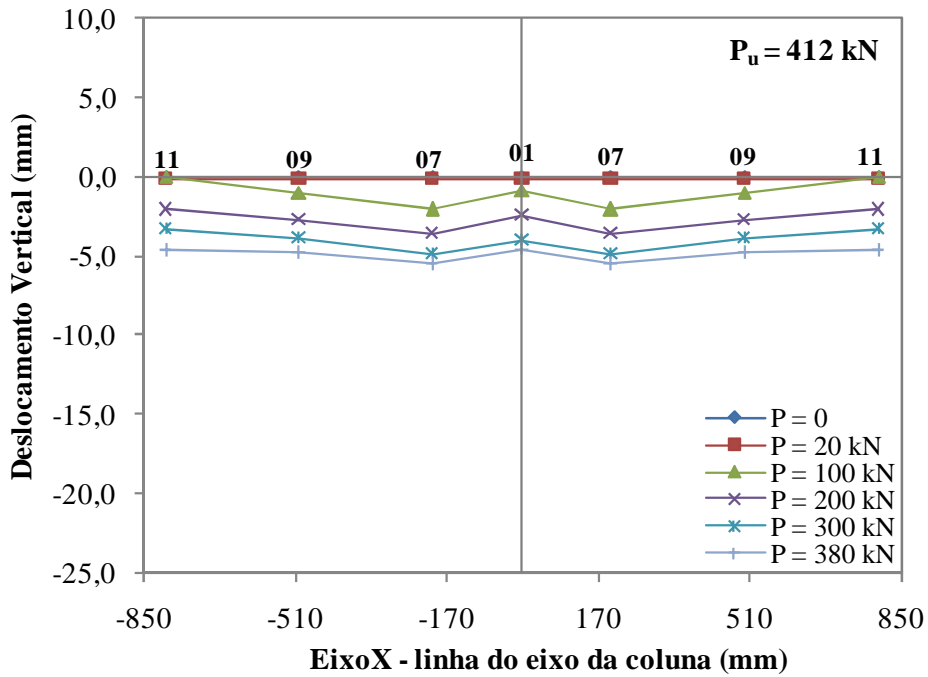


Figura 4.27 - Deslocamentos verticais na direção transversal – linha do eixo do pilar - L1

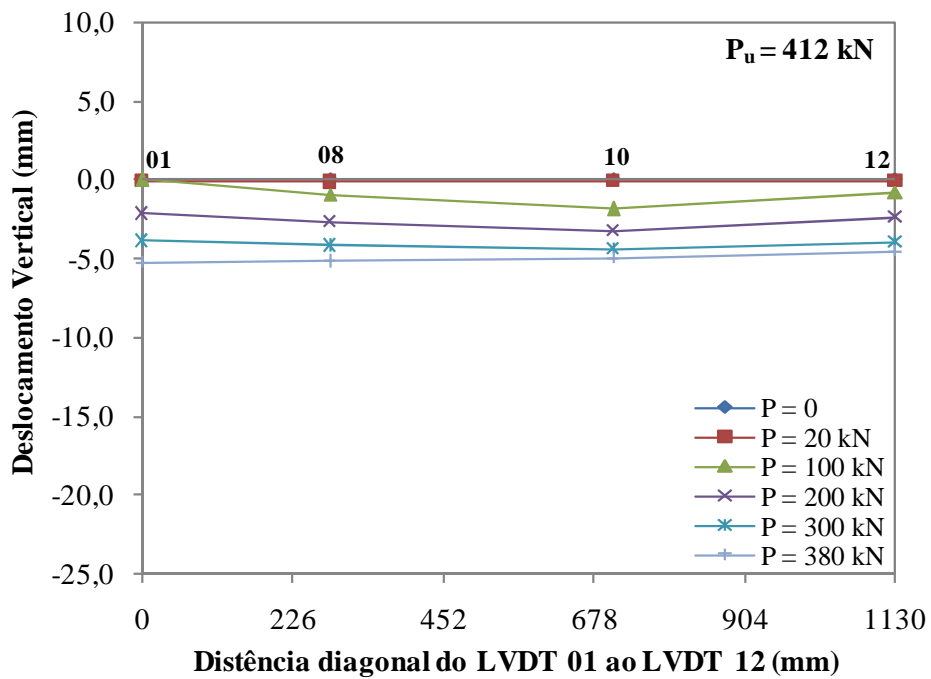


Figura 4.28 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 - L1

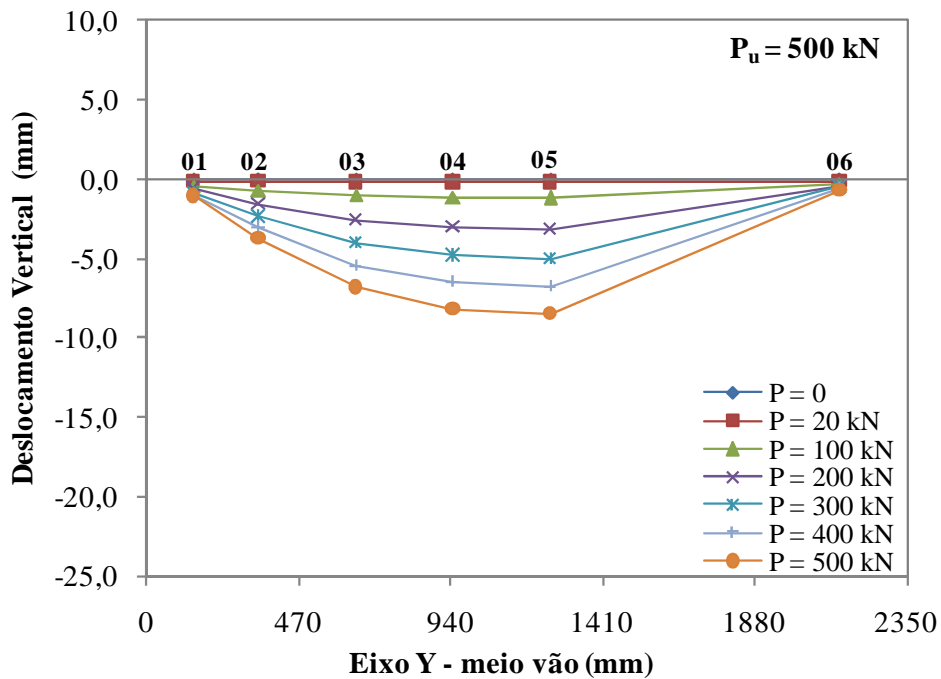


Figura 4.29 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L2

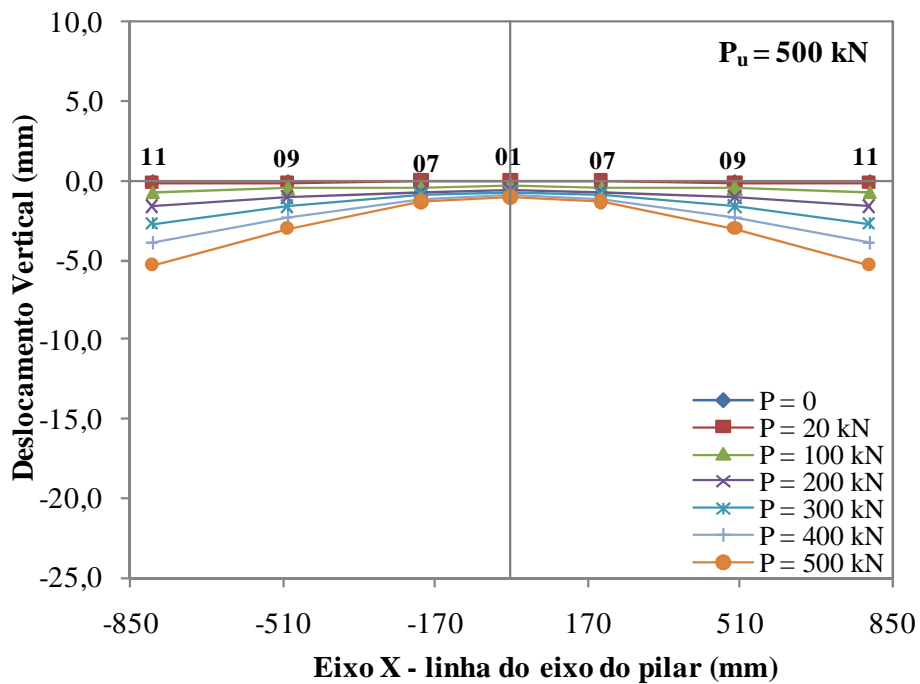


Figura 4.30 - Deslocamentos verticais na direção transversal-linha do eixo do pilar - L2

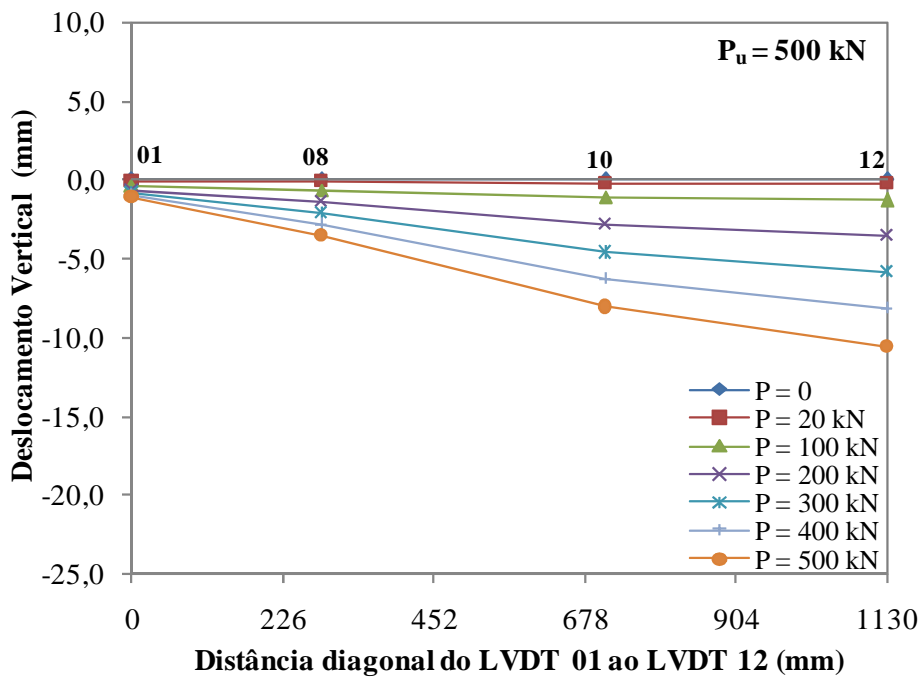


Figura 4.31 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 - L2

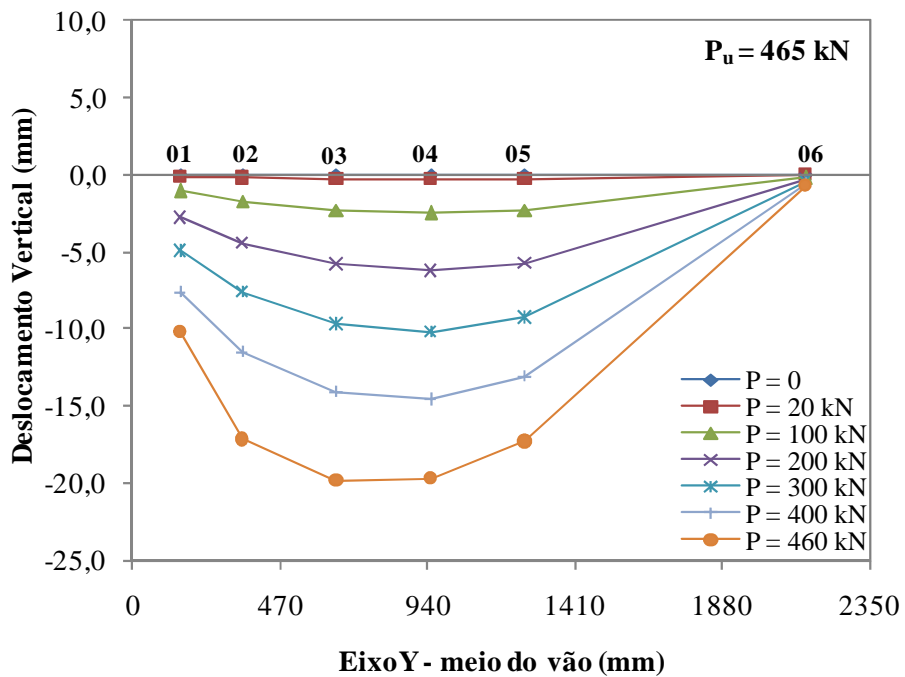


Figura 4.32 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L3

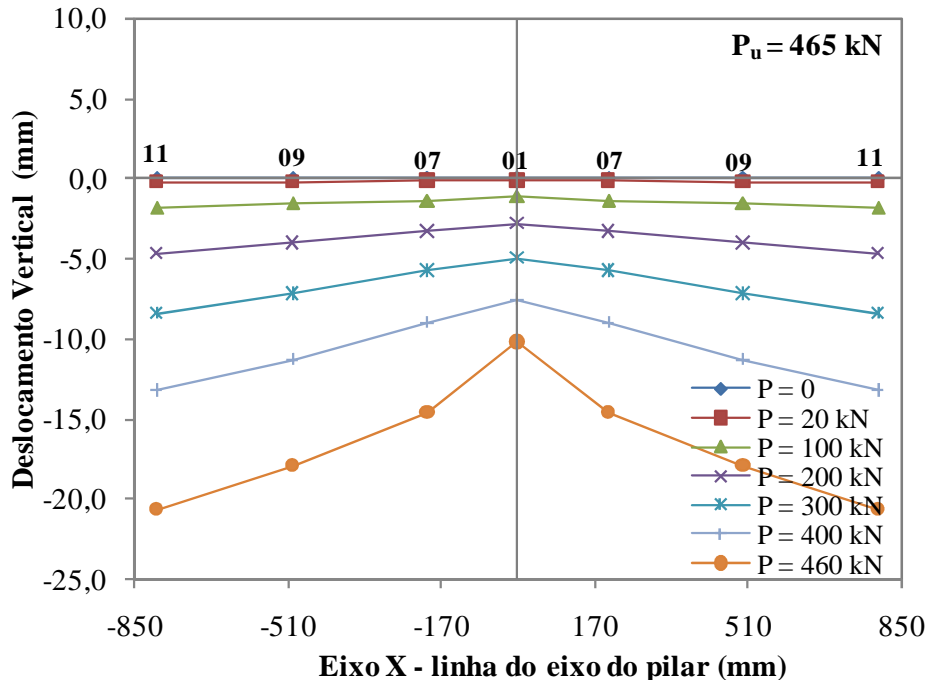


Figura 4.33 - Deslocamentos verticais na direção transversal –linha do eixo do pilar-L3

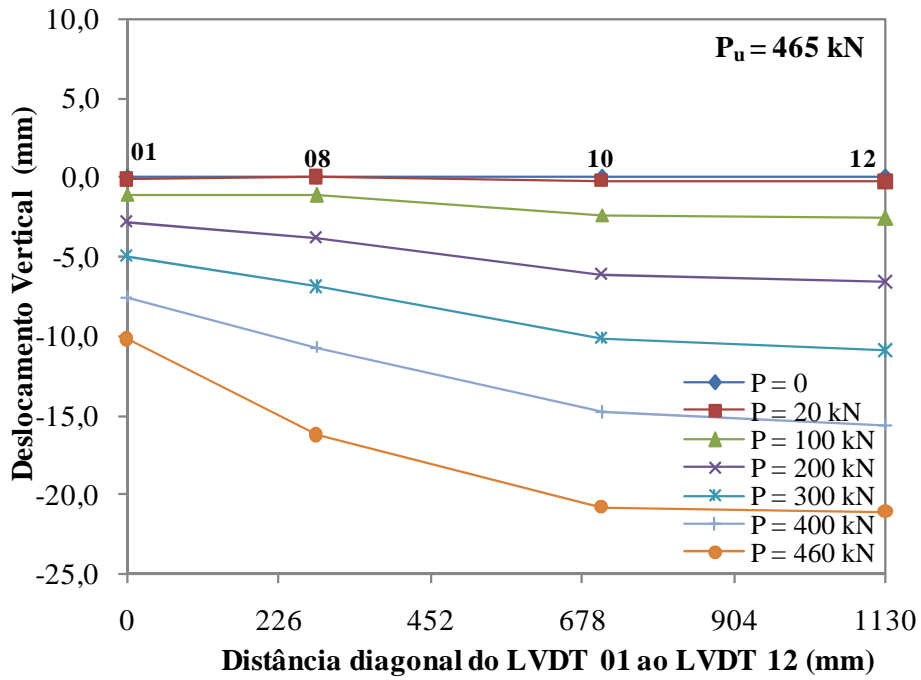


Figura 4.34 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 - L3

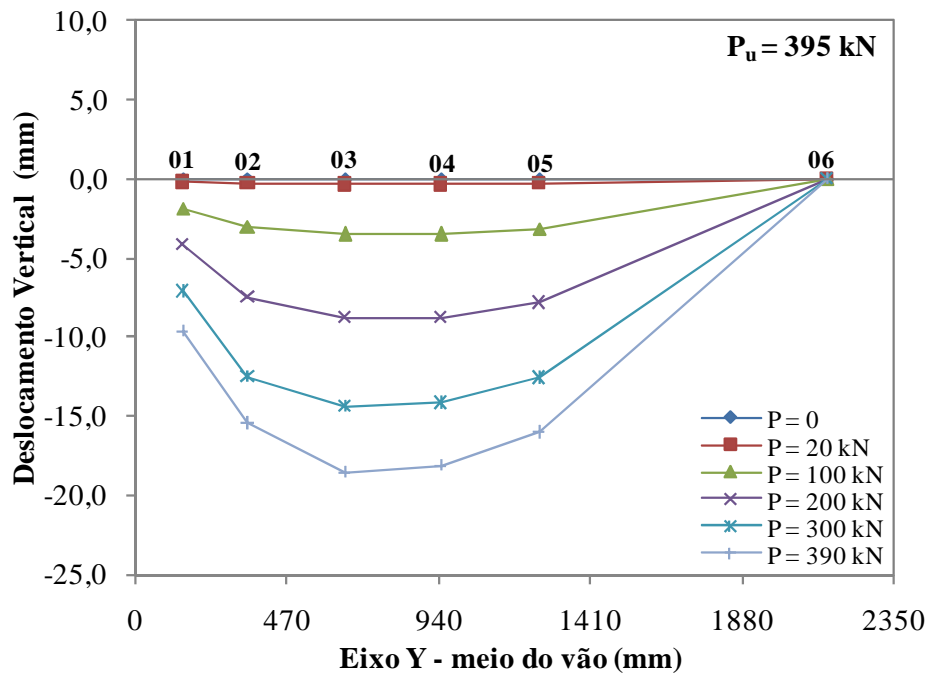


Figura 4.35 - Deslocamentos verticais na direção longitudinal – meio do vão - L4

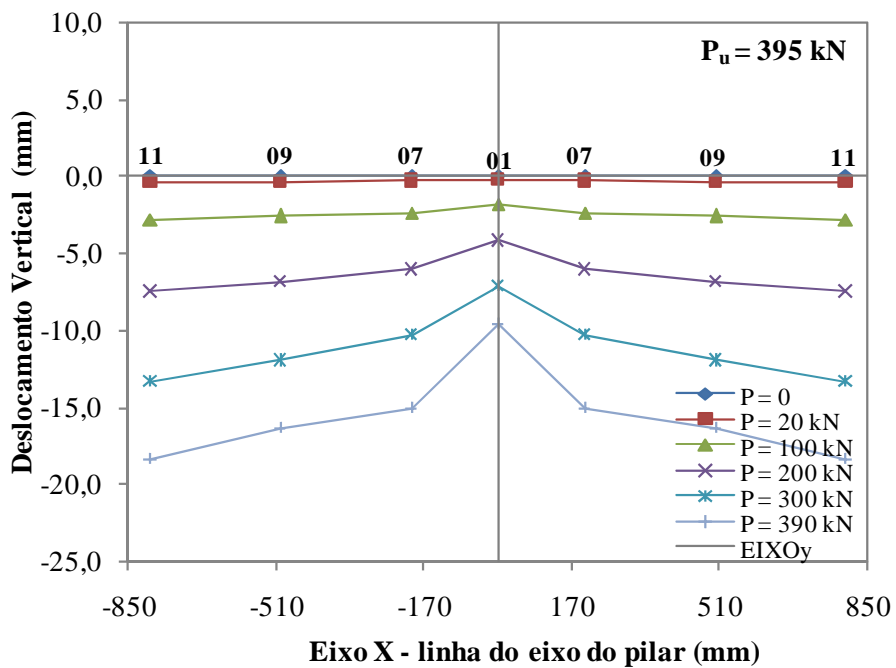


Figura 4.36 - Deslocamentos verticais na direção transversal – linha do eixo do pilar -L4

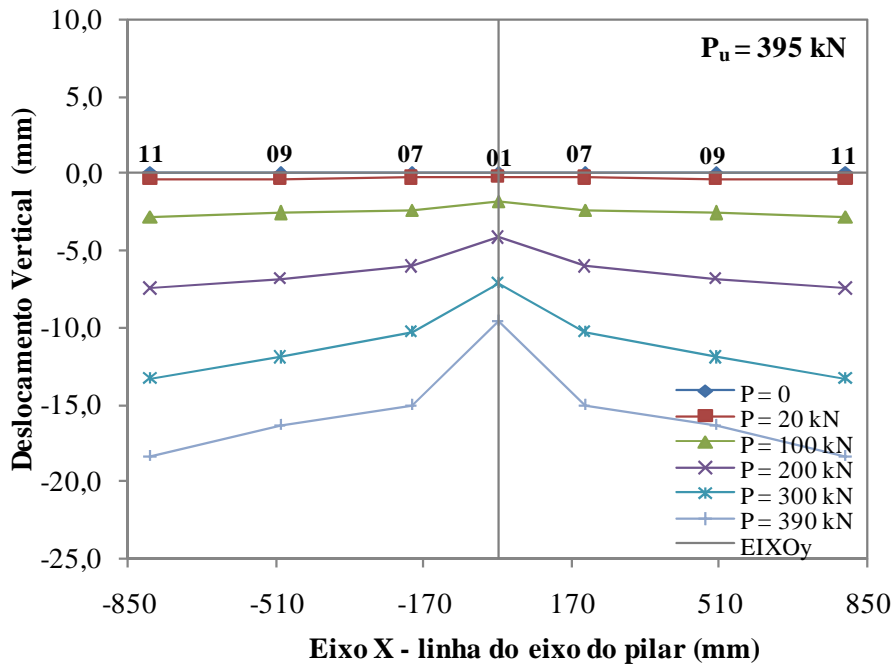


Figura 4.37 - Deslocamentos verticais na direção transversal –linha do eixo do pilar-L4

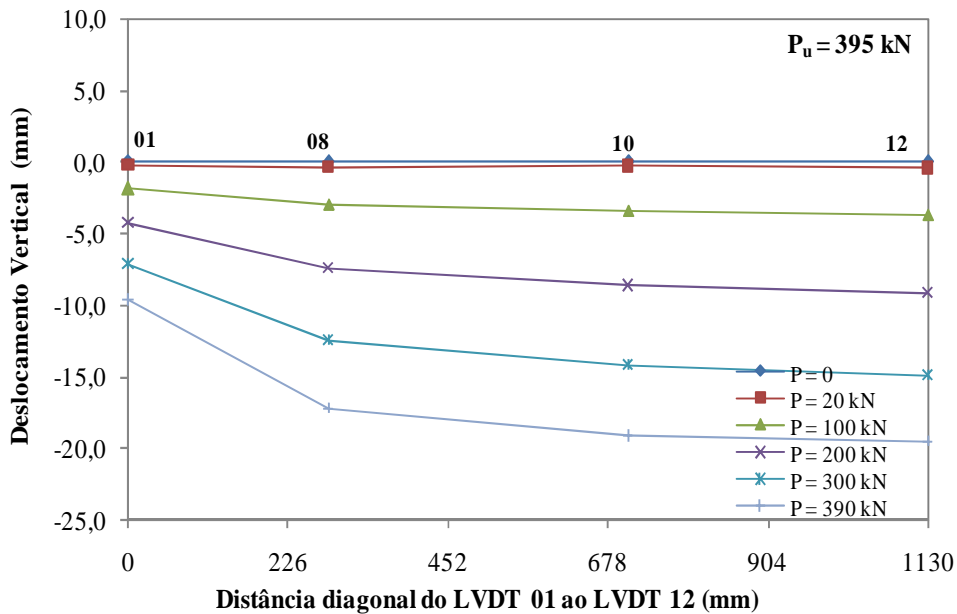


Figura 4.38 - Deslocamentos verticais na diagonal do LVDT01 ao LVDT12 – L4

Para o modelo L1, o gráfico de deslocamentos verticais longitudinais no meio do vão, mostra que a excentricidade interna fez com que o pilar se deslocasse para baixo, sendo que com a rotação para a direção externa à laje, a região desta próxima ao pilar se moveu para cima,

atingindo aproximadamente 4 mm. O ponto de maior deslocamento da laje para baixo, na ruptura, chegou a valores próximos a 7 mm.

Quanto aos deslocamentos verticais na direção transversal na linha do eixo do pilar em L1, o sentido da rotação do pilar fez com que suas proximidades apresentassem deslocamento maior que as bordas da laje.

Nos modelos L2, L3 e L4, o padrão de deslocamentos foi semelhante entre si, aumentando a magnitude dos deslocamentos de acordo com o aumento da excentricidade. Além disso, é visível que uma maior excentricidade fez com que os deslocamentos mais próximos ao pilar, nas duas direções, aumentassem, embora na direção transversal os maiores deslocamentos estejam nas bordas. Em ambas as direções os pontos de máximos deslocamentos medidos atingiram aproximadamente 20 mm, próximo à ruptura dos modelos L3 e L4.

As Figuras 4.39 a 4.42 ilustram o comportamento geral de deslocamentos dos modelos, em que os gráficos foram gerados no software MATLAB 7.0, a partir dos pontos de deslocamentos conhecidos e de suas interpolações lineares, para o último passo de carga aplicado pelo sistema antes da ruptura. Sabe-se que estes gráficos não representam fielmente a deformada dos modelos, pois com o tipo de interpolação utilizado, existem algumas regiões com mudança abrupta de comportamento, o que no modelo real acontece com maior suavidade.

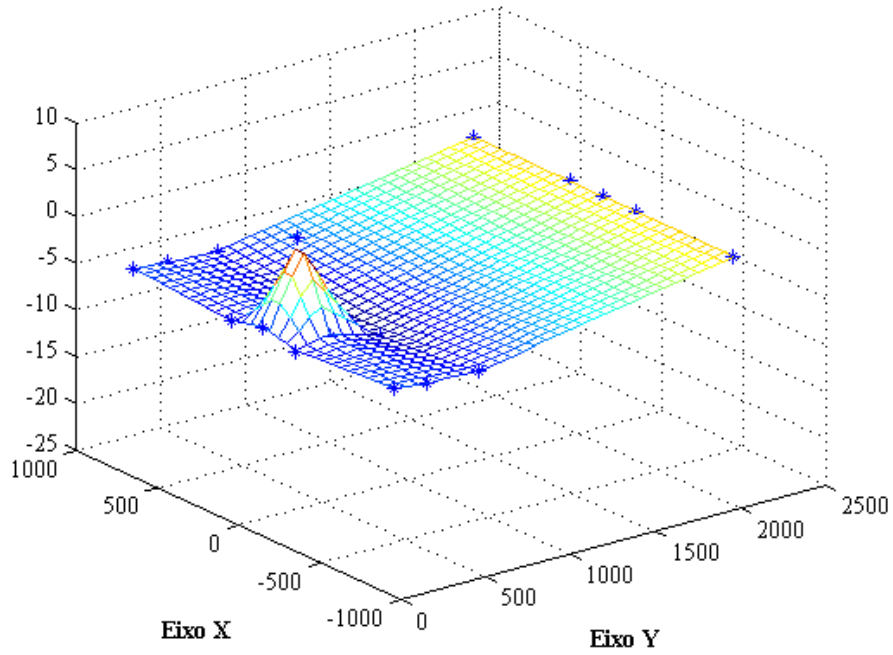


Figura 4.39 – Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L1 para $P = 380 \text{ kN}$

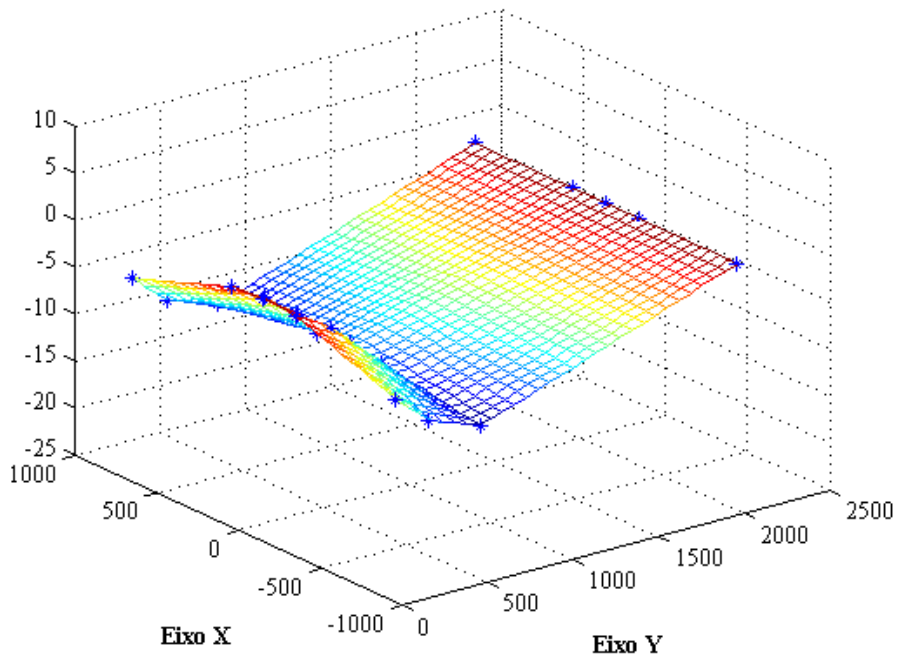


Figura 4.40 – Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L2 para $P = 500 \text{ kN}$

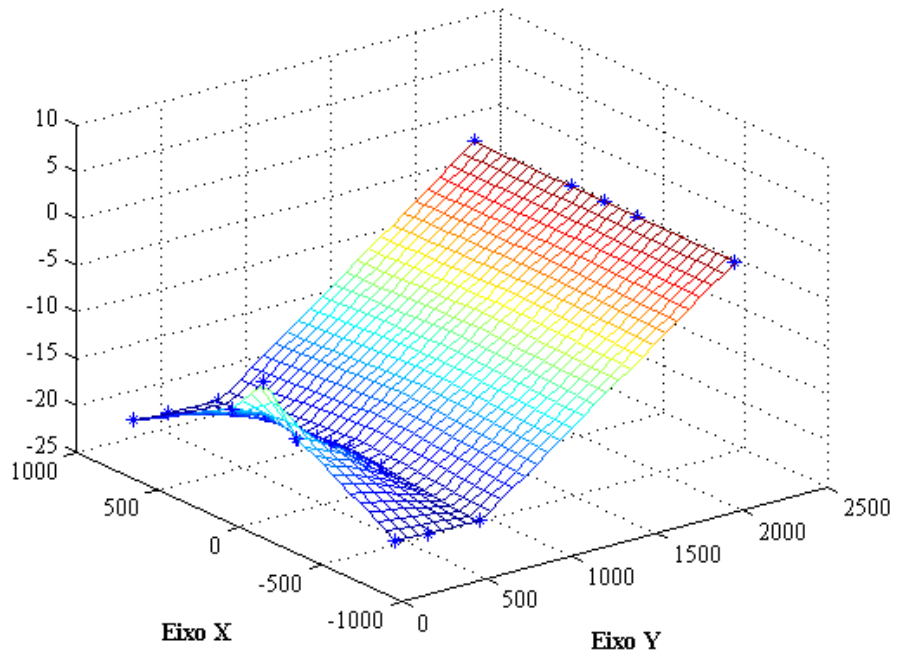


Figura 4.41 – Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L3 para $P = 460 \text{ kN}$

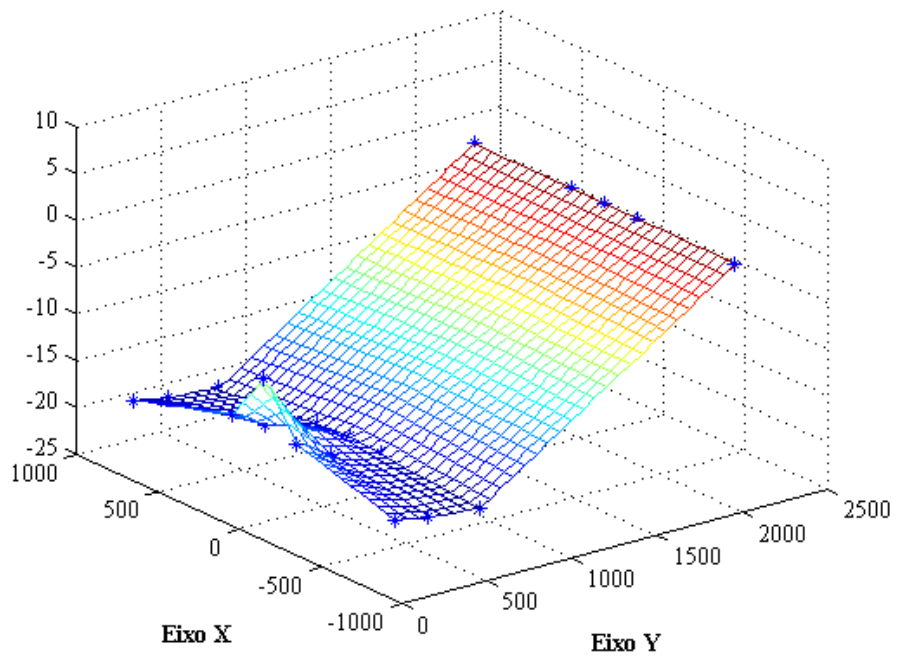


Figura 4.42 – Deformada aproximada com interpolação linear entre pontos medidos de L4 para $P = 390 \text{ kN}$

4.6 - ROTAÇÃO DOS PILARES

De acordo com a excentricidade de apoio aplicada, o pilar rotacionou de forma diferente. O gráfico da Figura 4.43 apresenta a rotação do pilar, obtida a partir dos deslocamentos horizontais do LVDT 14 e LVDT 15, em instantes próximos a ruptura.

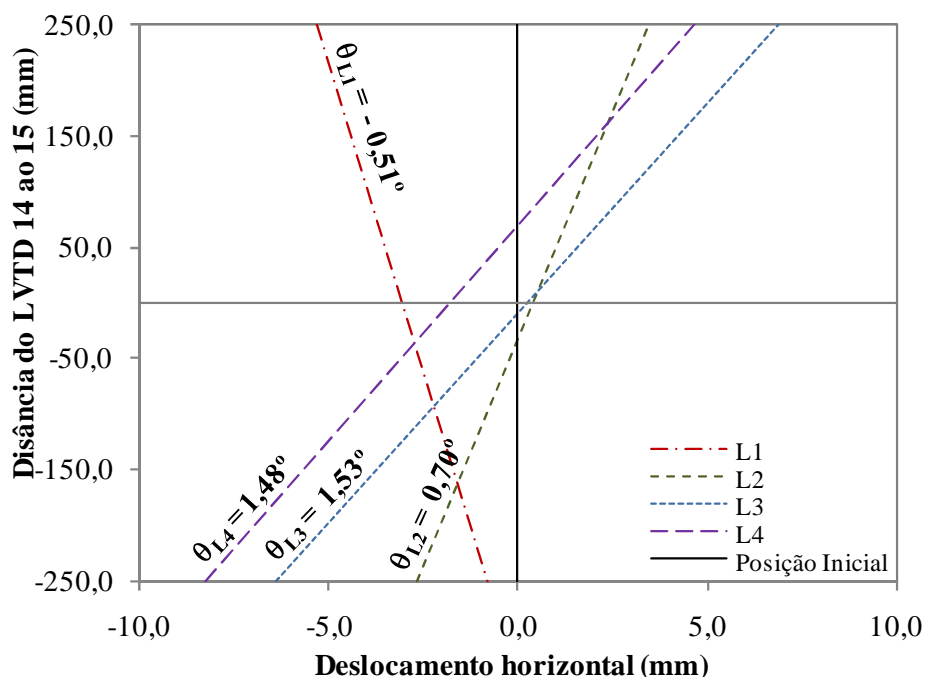


Figura 4.43 – Inclinação dos pilares na ruptura

O modelo L1, único com excentricidade interna, como era esperado, apresentou rotação para a direção externa em relação à laje, com ângulo de $0,51^\circ$, e, tanto o LVDT 14 quanto o LVDT 15 apresentaram deslocamento para fora, ou seja, o eixo de rotação não ficou localizado dentro do pilar.

Apesar do pilar do modelo L2 não ser solicitado a momento fletor, a continuidade da ligação laje-pilar fez com que este sofresse uma pequena rotação, e como a configuração do carregamento gerava apenas momento fletor positivo na laje, o pilar girou $0,70^\circ$ na direção interna.

Os modelos com excentricidade externa indicaram que o aumento da excentricidade implica em uma maior rotação do pilar, porém como a carga de ruptura do modelo L4 foi menor que a

do modelo L3, este último pôde rotacionar até um maior patamar de carregamento, atingindo valores maiores. O ângulo de inclinação de L3 na ruptura foi 1,52°, e L4 chegou a 1,48°.

O desenvolvimento do ângulo de rotação dos pilares pode ser verificado no gráfico da Figura 4.44, que representa a rotação no pilar para o desenvolvimento do carregamento. É visível que o aumento da excentricidade tornou a curva reação x rotação mais íngreme, atestando que, para um mesmo passo de carga, a excentricidade fez com que o pilar girasse mais rapidamente.

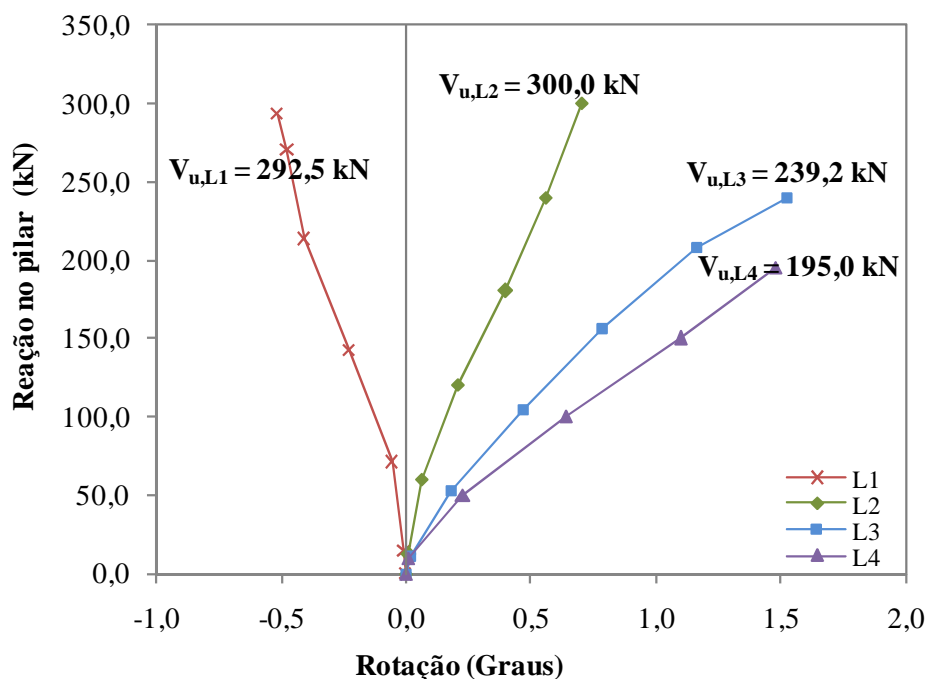


Figura 4.44 – Reação nos pilares x Rotação

4.7 – MAPA DE FISSURAÇÃO

As Figuras 4.45 a 4.52 ilustram a fissuração resultante na laje após a ruptura, das regiões superiores e inferiores das lajes. Apresenta-se especialmente o padrão de fissuração da região mais próxima à ligação laje-pilar, pois na região adjacente à borda oposta à que continha a ligação, para todos os casos, as fissuras seguiram a direção das armaduras e se confundiram um pouco com fissuras de retração pré-existent.

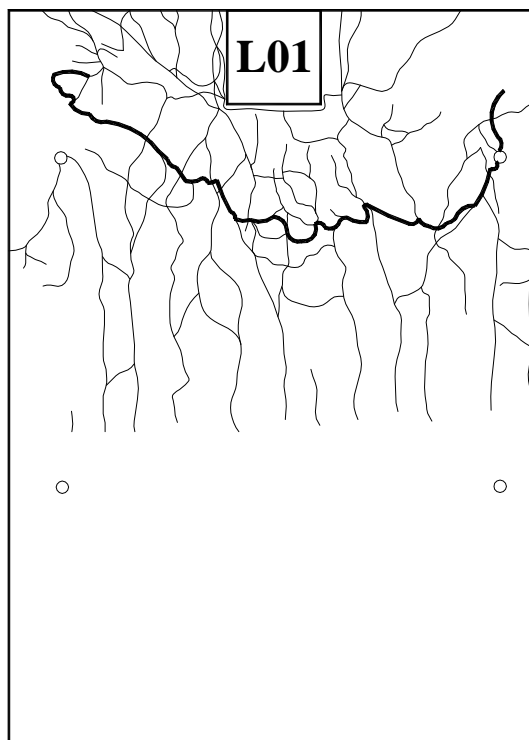


Figura 4.45 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L1

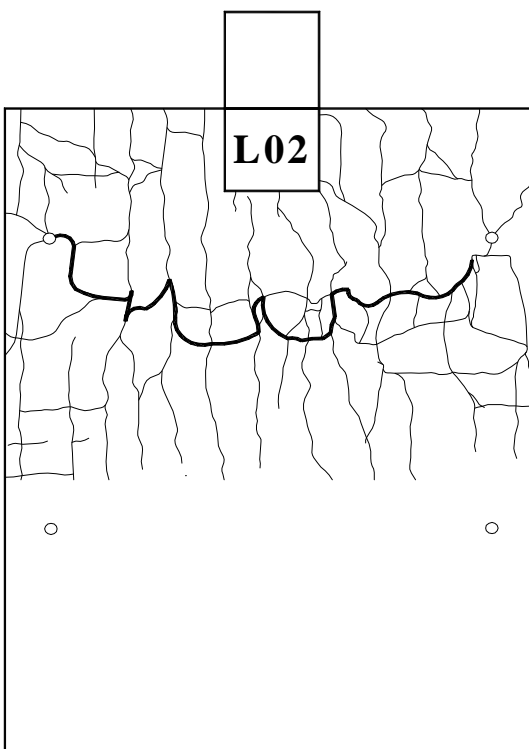
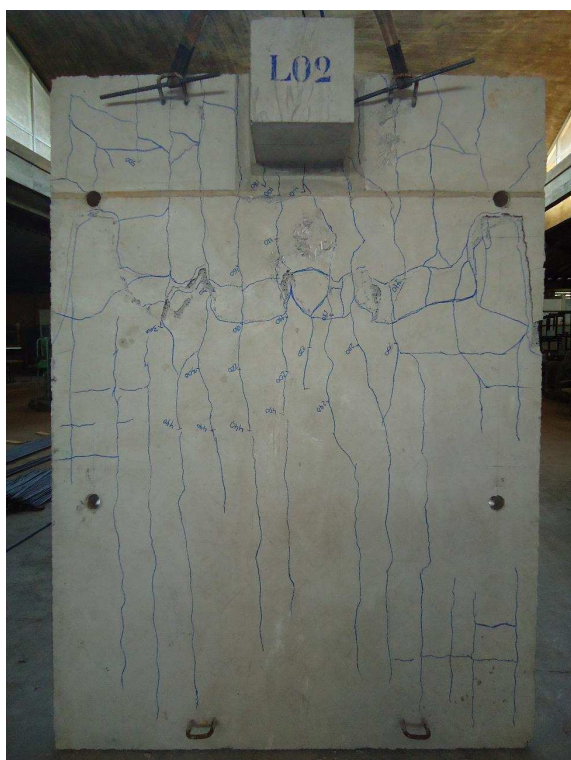


Figura 4.46 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L2

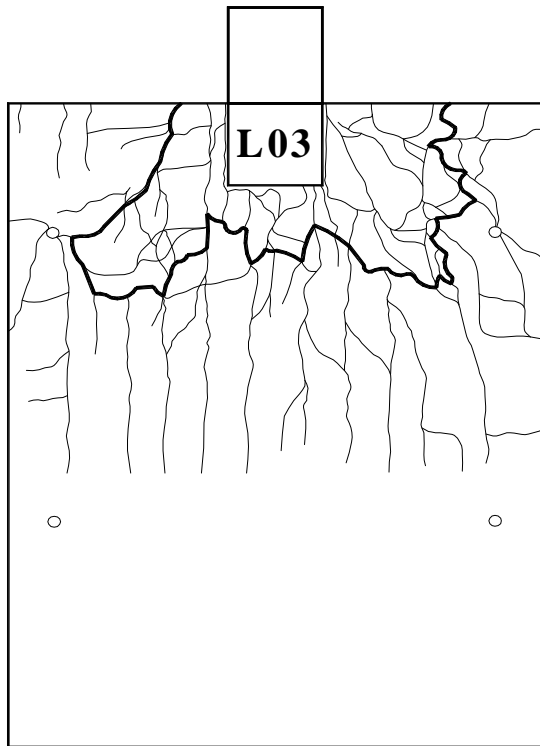


Figura 4.47 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L3

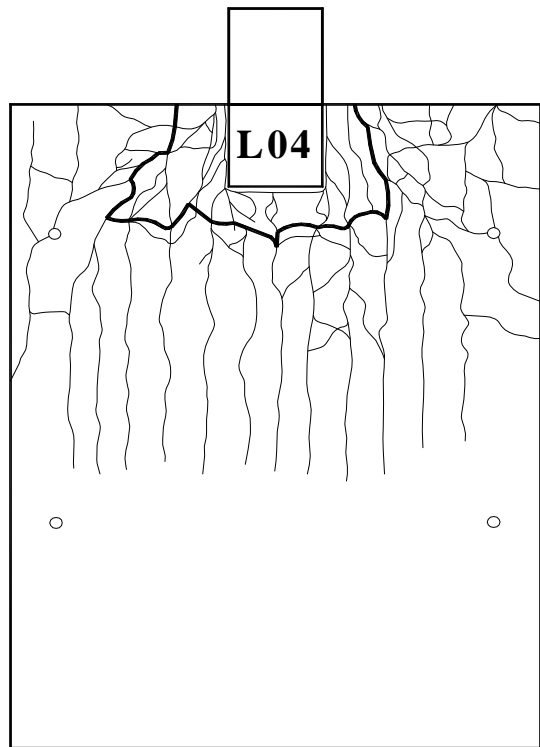


Figura 4.48 – Padrão de fissuração da face superior da laje – L4

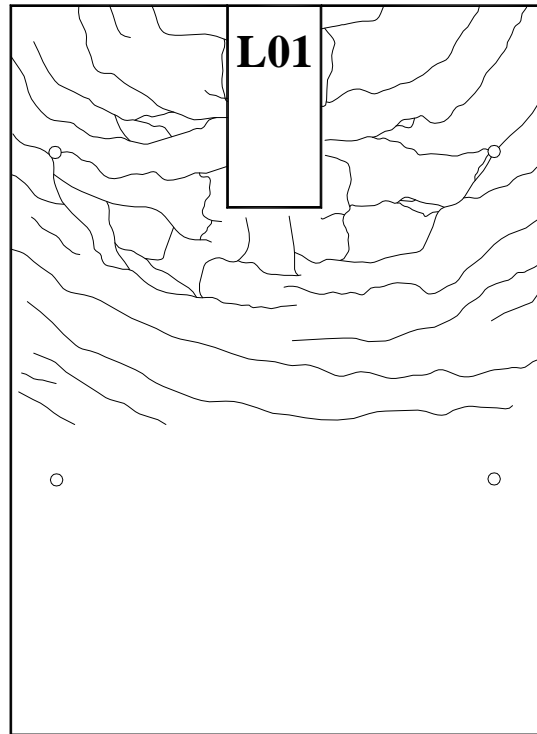


Figura 4.49 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L1

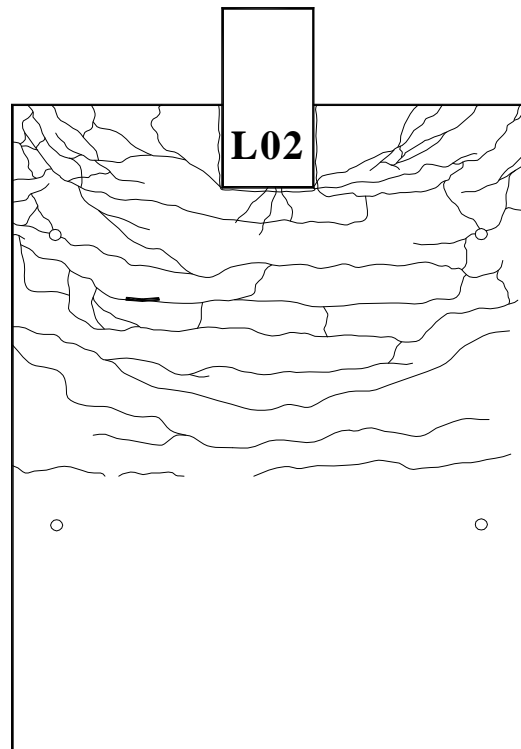


Figura 4.50 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L2

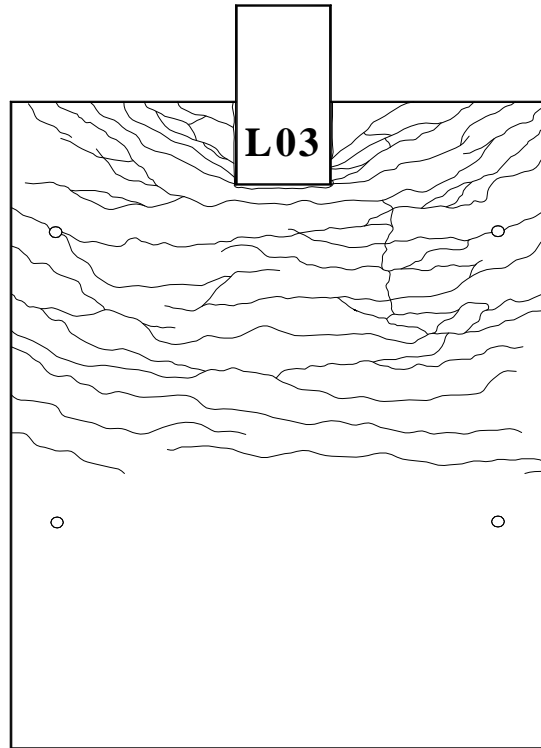


Figura 4.51 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L3

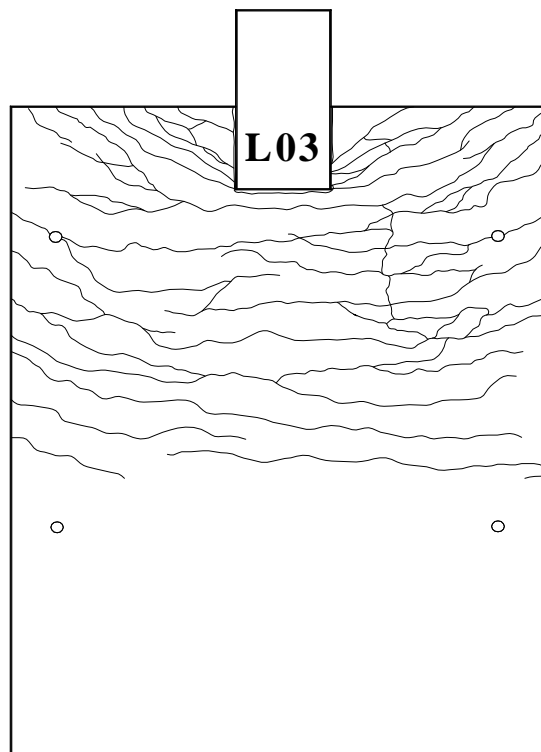


Figura 4.52 – Padrão de fissuração da face inferior da laje – L4

O modelo L1 apresentou a primeira fissura visível nas proximidades da face interna do pilar, região de maior concentração de fissuras, quando foi aplicado a carga de 60 kN no sistema. A região próxima às faces laterais do pilar começou a fissurar a uma carga de 100 kN. Algumas fissuras aparentemente de torção também puderam ser verificadas, se iniciando nas laterais do pilar, seguindo diagonalmente até a borda da laje e continuando durante a espessura da laje.

Essas fissuras ocorreram apenas neste modelo, o que pode ser explicado pelo sentido da rotação do pilar, que fez com que a deflexão na direção transversal da laje fosse maior nas proximidades do pilar do que das bordas, comportamento contrário ao do modelo de referência, L2, que não possuía excentricidade de apoio, e que as maiores deflexões aconteceram nas bordas. Nos modelos que possuíam excentricidade externa, o sentido do momento fletor atenuou o comportamento visto em L2.

Analogamente ao modelo L1, uma maior concentração de fissuras em L2 aconteceu na região próxima à face interna do pilar. Porém, neste modelo, as fissuras que se encaminharam para a borda da laje possuíam pequena inclinação, e a primeira fissura se mostrou a uma carga de 100 kN também próxima à face interna do pilar, as proximidades das faces laterais fissurou apenas a 180 kN.

Os modelos L3 e L4 apresentaram padrão de fissuração semelhante entre si, onde algumas fissuras seguiram diagonalmente para a borda da laje que continha o pilar, embora em direção oposta às de L1. Nestes modelos o cone de ruptura se formou mais próximo às faces do pilar, especialmente em L4, o que aparenta ser devido à excentricidade. O modelo L3 fissurou mais que L4, embora visivelmente L4 teve as primeiras fissuras, tanto próximo a face interna quanto às laterais, a um menor carregamento, 60 kN e 100 kN, respectivamente, enquanto L3 fissurou a 80 kN e 160 kN. Isto propõe uma maior fragilidade do modelo que possui excentricidade maior, pois rompeu apresentando menos sinais.

Na região inferior, todos os modelos mostraram comportamento similar. Dividindo-se a laje em três segmentos longitudinais, o seguimento interno apresentou fissuras predominantemente transversais, enquanto nos dois outros segmentos as fissuras foram

inclinadas até a borda, indicando a presença de torção devido ao comportamento diferenciado de flexão da laje nas duas direções.

5 – ANÁLISE PARAMÉTRICA

Será apresentada neste capítulo uma análise paramétrica em que, baseando-se nos resultados de deslocamentos verticais dos ensaios, tentou-se fazer uma aproximação do comportamento dos modelos que possuíam excentricidade externa, a partir da variação apenas de seu módulo de elasticidade.

Para isso, foi gerado um modelo numérico simplificado, no programa de análise de estruturas *SAP2000 v.10*, em elementos sólidos retangulares de 8 nós, divididos de modo que se adequassem aos pontos de aplicação de carga e disposição dos apoios. Ao todo foram utilizados 16.400 elementos. Esta modelagem não representa fielmente o comportamento de ligações laje-pilares de concreto armado, até porque o programa utilizado considera o concreto como um material linear elástico para qualquer nível de carregamento, ou seja, não considera sua não-linearidade física e conseqüente redução da rigidez. Além do que, foi feita a modelagem apenas do concreto sem armaduras. Assim, a estratégia de se reduzir o módulo de elasticidade do concreto, objetiva apenas uma aproximação relacionada à perda de rigidez da estrutura até a ruptura. A Figura 5.1 apresenta a malha utilizada na modelagem.

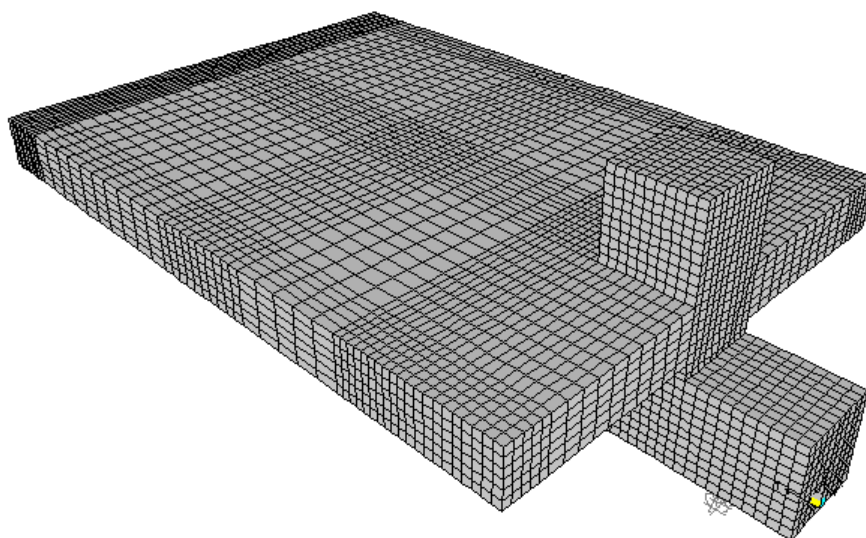


Figura 5.1 – Modelagem para análise paramétrica dos modelos

O modelo L4, de maior excentricidade externa, será analisado mais profundamente, enquanto que L3 terá seus resultados mais brevemente apresentados, devido ao procedimento ser análogo.

A estrutura foi inicialmente submetida à pequenos carregamentos, de modo a verificar a adequação dos resultados do programa, enquanto o concreto ainda não estava fissurado.

Os deslocamentos verticais usados como base de comparação são os da direção longitudinal no meio do vão dos modelos.

As Figuras 5.2 e 5.3 ilustram os deslocamentos previstos pela modelagem e os resultados dos ensaios do modelo L4, ao serem carregados com 10 kN e 20 kN, respectivamente.

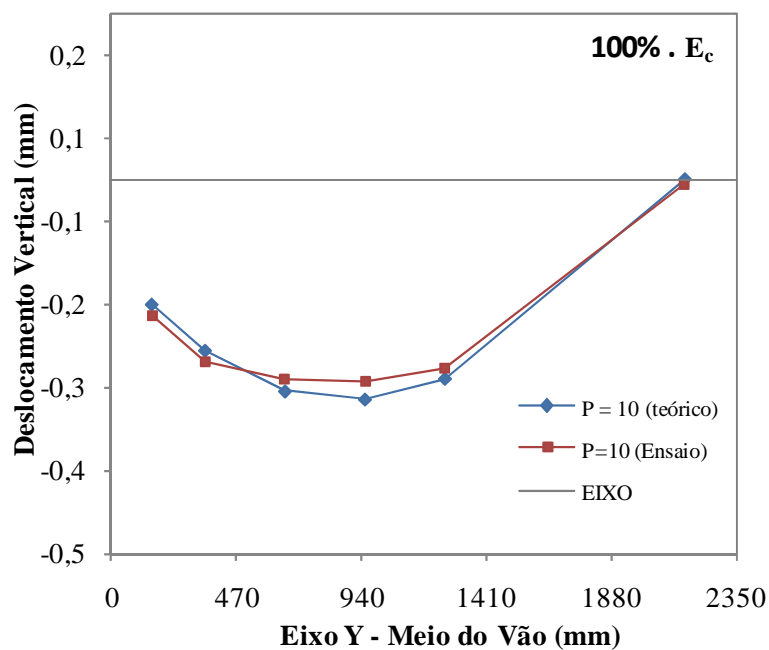


Figura 5.2 – Deslocamentos Verticais – Carga de 10 kN e 100%.E_c

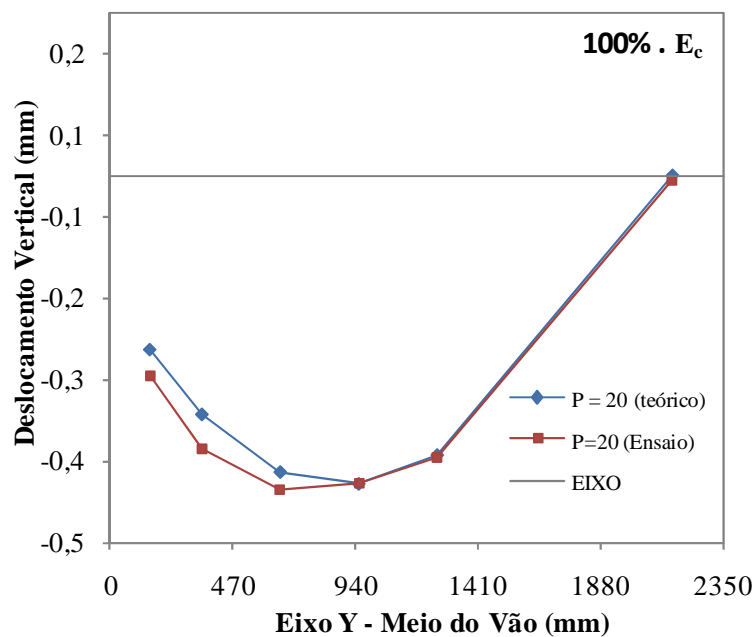


Figura 5.3 – Deslocamentos Verticais – Carga de 20 kN e 100%.E_c

Verificada a adequação da modelagem para as primeiras cargas, continuou-se a aplicar carregamento até que houvesse incompatibilidade entre os deslocamentos. Os gráficos foram considerados incompatíveis quando a maior diferença medida para um mesmo ponto superou 10%. No caso de L4, a uma carga de 30 kN os gráficos já apresentavam esta diferença, como pode ser visto na Figura 5.4.

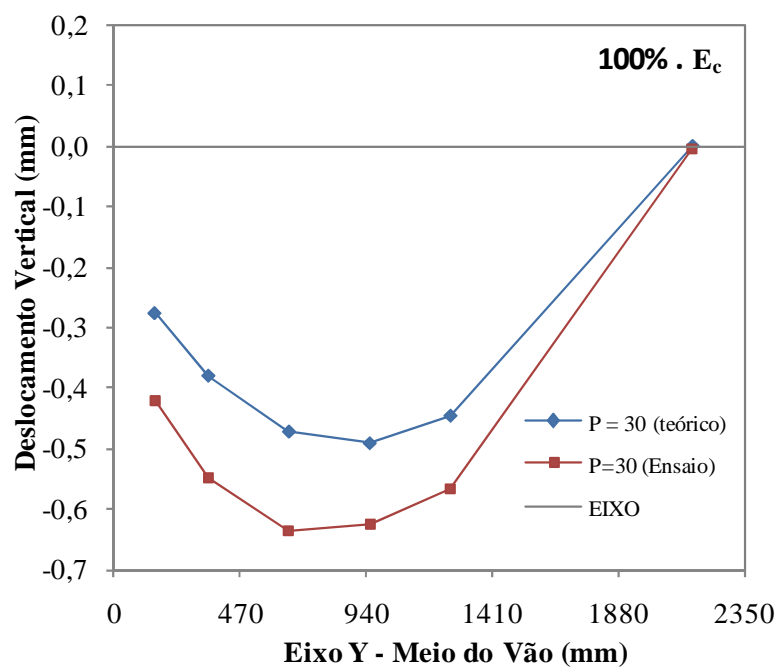


Figura 5.4 – Deslocamentos Verticais – Carga de 30 kN e 100%.E_c

Por essa análise, acredita-se que o concreto fissurou em torno dos 30 kN, porém a primeira fissura visível no ensaio aconteceu aos 60 kN. Também foi analisado o deslocamento dos modelos para a carga de 60 kN, verificando que a distância entre aos gráficos seguiu aumentando até a ruptura (Figura 5.5).

A partir de então, ajustou-se o módulo de elasticidade para que o comportamento dos ensaios pudesse ser traduzido e se estimasse a diminuição da rigidez após a fissuração. E, como resultado, obteve-se que à carga de 30 kN o módulo de elasticidade teve de ser reduzido a 70% do inicial para aproximar a deformada da laje, e para 60 kN a diminuição da rigidez atingiu 50%. As Figuras 5.6 e 5.7 ilustram essa aproximação.

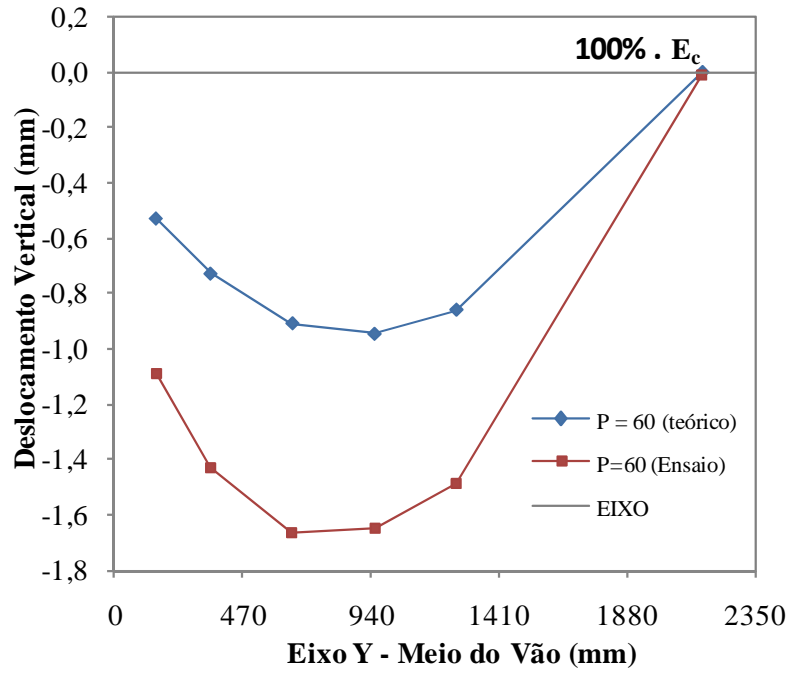


Figura 5.5 – Deslocamentos Verticais – Carga de 60 kN e 100%. E_c

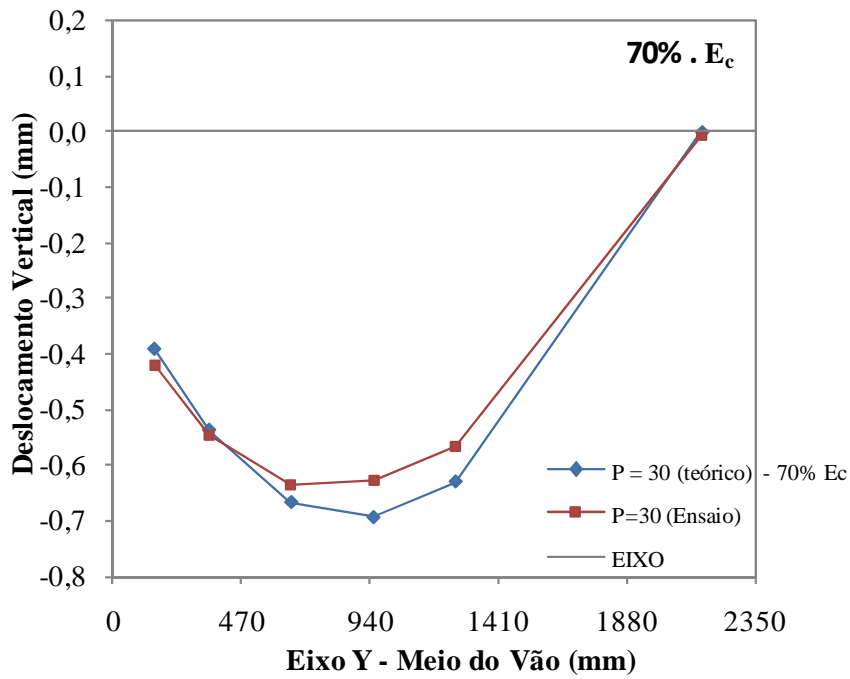


Figura 5.6 – Deslocamentos Verticais – Carga de 30 kN e 70%. E_c

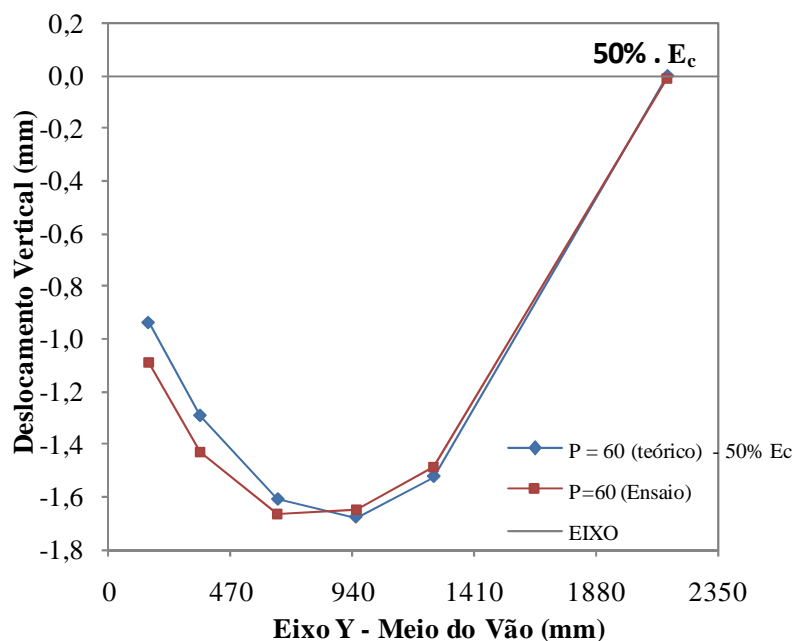


Figura 5.7 – Deslocamentos Verticais – Carga de 60 kN e 50%. E_c

Concluindo a análise de L4, buscou-se a aproximação da rigidez do concreto em instantes próximos à ruptura. E o módulo de elasticidade que adequou o comportamento dos gráficos de deslocamentos verticais foi em torno de 25% do módulo inicial. A Figura 5.8 mostra o deslocamento aproximado para a ruptura.

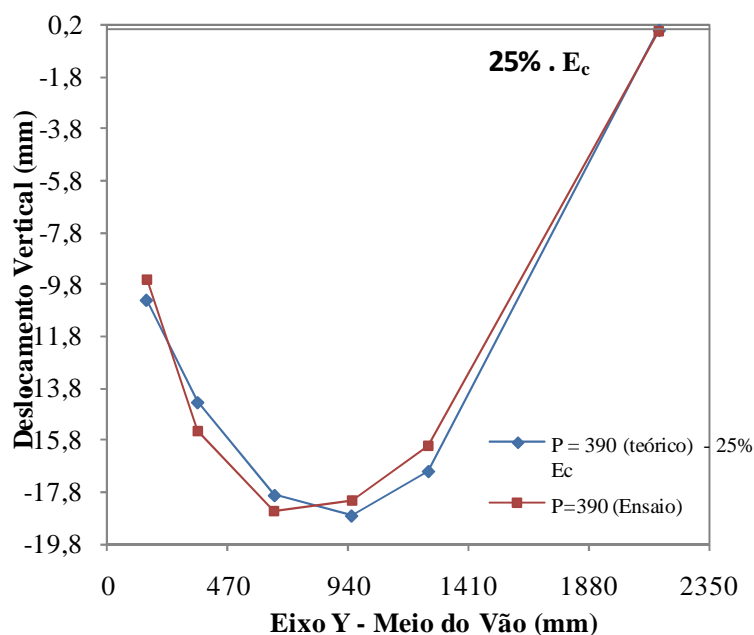


Figura 5.8 – Deslocamentos Verticais – Carga de 60 kN e 25%. E_c

O modelo L3 apresentou desenvolvimento semelhante, quanto à aproximação da deformada pela redução do módulo de elasticidade, a L4. Sendo que diferença entre os gráficos ultrapassou os limites estabelecidos mais tardiamente, aos 40 kN. Isso foi algo esperado, já que a primeira fissura visível em L3 ocorreu ao ser aplicada pelo sistema a carga de 80 kN, maior que a do modelo L4. Para aproximar os gráficos desta carga de 40 kN foi necessário reduzir 15% do módulo de elasticidade. A partir disto pode-se induzir que a carga de fissuração de L3 pode ter sido maior que os 40 kN, já que no caso de L4, aos 30 kN o módulo já havia diminuído 30%. A Figura 5.9 traz aproximação das deformadas da laje de L3 aos 40 kN.

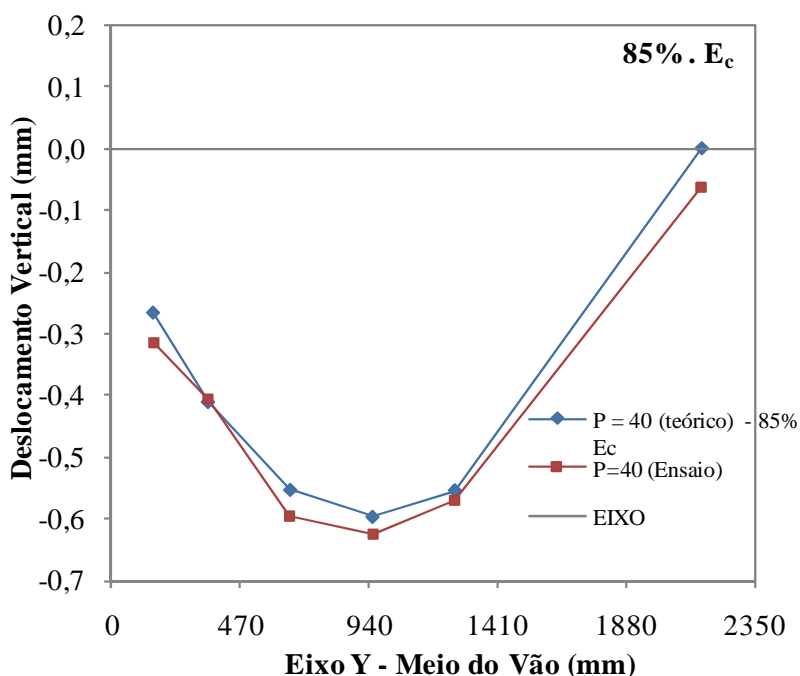


Figura 5.9 – Deslocamentos Verticais – Carga de 40 kN e 85%.E_c

Como já apresentado no capítulo anterior, L3 apresentou maior padrão de fissuração que L4. Isto foi explicado por L3 ter tido maior carga última, podendo se deformar mais até atingir a ruptura. Nesta análise paramétrica, este comportamento também pôde ser atestado, já L3 atingiu menor porcentagem do módulo de elasticidade para permitir a aproximação dos deslocamentos verticais na ruptura, ou seja, L3 fissurou mais. Para atingir deslocamento semelhante aos dos ensaios a uma carga de 460 kN, último passo de carga antes medido antes da ruptura, o módulo de elasticidade do concreto de L3 foi reduzido a aproximadamente 20%

do inicial. A Figura 5.10 apresenta os gráficos de deslocamentos verticais da modelagem e do ensaio para a de 460 kN.

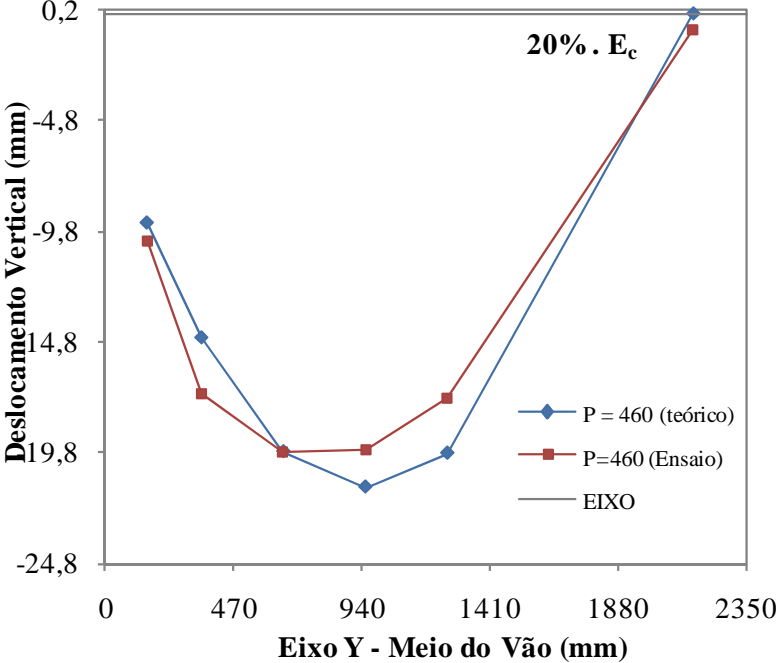


Figura 5.10 – Deslocamentos Verticais – Carga de 460 kN e 20%.E_c

6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo serão abordados os resultados dos ensaios de modo resumido além de uma avaliação de todo o sistema empregado e da adequação das disposições referentes ao assunto da norma brasileira ABNT NBR 6118:2003, da norma americana ACI 318:2008 e da européia EUROCODE 2:2004.

Devido ao reduzido número de modelos ensaiados os resultados não podem ser tomados como conclusivos, mas apenas como indicativos do comportamento de lajes lisas de concreto armado.

6.1 – CONCLUSÕES

6.1.1 – Cargas Últimas

Analisando as cargas últimas, a primeira conclusão a que se chega é que realmente uma ligação laje-pilar submetida à excentricidade externa é um caso crítico.

Fazendo uma comparação entre os modelos L1 e L3, que possuem o mesmo valor de excentricidade, sendo esta interna no primeiro caso e externa no segundo, percebe-se que as reações de apoio no pilar (V_u) valem, respectivamente, 292,5 kN e 241,8 kN, representando uma redução de 17,3 %. Se comparados os dois casos de excentricidade externa, L3 e L4, o acréscimo de 100 mm na excentricidade impôs uma redução de 18,3 % da reação de apoio no pilar.

Assim, a escolha de manter as demais variáveis e analisar individualmente a excentricidade mostrou-se eficaz, além de suscitar uma maior atenção a esta questão.

Quanto às previsões de carga última das normas tratadas, foi possível verificar que estas não estão adequadas para o tratamento da excentricidade externa. As três normas estudadas não apresentaram disposições específicas sobre esta questão.

A ABNT NBR 6118:2003, em sua análise preliminar, apresentou uma boa previsão nos casos de pilar centrado e com excentricidade interna, com $V_{u,ensaio}/V_{u,norma}$ médio, neste casos, de 1,00. Como suas disposições implicam em um tratamento para excentricidade externa igual ao de pilar centrado, as previsões para estes casos, se tornam superestimadas, chegando a ultrapassar em aproximadamente 50% os valores dos ensaios.

Quando introduzidos nesta norma, parâmetros, de modo a se considerar a distância da excentricidade do apoio sob o pilar ao centróide do perímetro crítico com valor sempre positivo, para qualquer que seja a excentricidade, as previsões de carga última para os casos de excentricidade externa passam a ser subestimados com média de $V_{u,ensaio}/V_{u,norma}$ de 1,92.

O EUROCODE 2:2004 não explicita se a excentricidade usada em suas expressões deve ser interna ou externa, dando a entender que podem ser usados ambos os casos, porém os resultados para a excentricidade externa não apresentam consistência, sendo o seu uso inadequado. Para efeito de comparação foi utilizado o mesmo critério disposto na ABNT NBR 6118:2003, considerando, para esses casos, o pilar como sendo centrado, ou seja, a excentricidade foi tomada como nula. Além disso, as previsões dessa norma quanto à excentricidade interna se mostraram muito conservadoras.

O tratamento do EUROCODE 2:2004 não se mostrou claro. Por isso, foram impostas extrapolações em que a excentricidade foi considerada em relação ao centróide do perímetro crítico. Com isto, as disposições apresentaram maior confiabilidade, embora a falta de domínio das normas quanto aos casos de excentricidade externa foi reforçada.

O ACI 318:2008 apresentou um bom tratamento quando o apoio sob o pilar possuiu excentricidade interna em relação ao centróide do perímetro crítico, com relação $V_{u,ensaio}/V_{u,norma}$ de 1,08. Para os demais casos, em que o apoio está excêntrico externo em relação ao centróide do perímetro crítico, a norma americana é muito conservadora $V_{u,ensaio}/V_{u,norma}$ média de 1,72.

6.1.2 – Deformação da armadura

Os pontos instrumentados na armadura conseguiram representar bem o comportamento do modelo, de acordo com cada excentricidade imposta. A intenção de instrumentar, nos mesmos pontos, as barras inferiores e superiores, se mostrou acertada, pois foi capaz de representar o comportamento de deformação em diferentes seções transversais. Além do que, com a pouca eficiência da instrumentação colocada na face inferior do concreto, os extensômetros do aço nesta região foram fundamentais. Em todos os modelos, não houve grandes deformações nas armaduras, sendo que poucas barras instrumentadas antigiram o escoamento. Concluindo que a armação de flexão foi bem definida, de modo que levasse a laje a uma ruptura por punção.

6.1.3 – Deformação do concreto

A instrumentação do concreto é algo complicado de se estabelecer em um ensaio de pilar de borda com excentricidade externa, pois a região em que se interessa instrumentar, que são as proximidades do pilar, é submetida à momento fletor positivo. Assim, a região inferior é solicitada à tração, o que causa fissuração. Na região superior também aparecem fissuras, seja devido à torção, seja ao surgimento do cone de ruptura.

Neste cenário, a instrumentação definida para o concreto apresentou poucos dados para a maioria dos modelos, embora os resultados se mostraram coerentes com o comportamento da estrutura, em que no modelo com excentricidade interna foram lidas deformações de compressão nas duas direções da laje e nos casos de excentricidade externa e pilar centrado apenas os extensômetros da direção transversal não foram submetidos à tração. Em todos os casos as máximas deformações atingidas foram em torno de -1500×10^{-6} .

6.1.4 – Deslocamentos Verticais

Os resultados dos deslocamentos verticais geraram gráficos bastante interessantes que permitem a visualização da diferença da deformada dos modelos de acordo com a excentricidade a que eles estavam submetidos. O modelo com excentricidade interna foi o

único em que algumas regiões se deslocaram para cima. O modelo de referência e os modelos com excentricidade externa mostraram mesmo aspecto de deslocamentos verticais, sendo que a excentricidade aumenta esses deslocamentos.

Os maiores deslocamentos medidos nos dois modelos com excentricidade externa, L3 e L4, foi em torno de 20 mm, porém quando submetidos a um mesmo carregamento uma maior excentricidade implica em um maior deslocamento. Esta análise reforça a hipótese de que a excentricidade externa é mais crítica em relação à excentricidade interna e ao modelo sem excentricidade.

6.1.5 – Sistema de Ensaio

O sistema de ensaio foi utilizado baseado em outros trabalhos experimentais realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília e nas condições disponíveis. Este sistema não apresentou deficiências importantes. A grande mudança em relação aos demais ensaios que vinham sendo realizados foi a realização das medições de deslocamentos por meio de defletômetros digitais, LVDT's, prática que se mostrou muito eficiente. Outra melhora foi a leitura automática da carga aplicada pelo sistema.

Em relação à aplicação das excentricidades, o apoio desenvolvido funcionou corretamente, assim como o apoio contínuo colocado próximo à outra extremidade. A configuração também atendeu as expectativas, pois estando o pilar livre para rotacionar é possível dominar o momento que está sendo transferido.

Algo a se melhorar no sistema atual é o acionamento da leitura dos dados, que ainda é feito de forma manual. Isto impossibilita a obtenção dos dados no momento exato da ruptura. Neste trabalho, foram tomados os dados do último passo de carga antes da ruptura.

A aplicação de carregamento também pode ser melhorada, pois em alguns instantes o sistema hidráulico apresentou perda de carga, embora quando ocorreu, a carga foi rapidamente controlada e isso não representou um problema. O sistema de aquisição de dados mostrou-se confiável quanto à obtenção dos resultados.

6.1.6 – Análise Paramétrica

Não se pretende com o capítulo de análise paramétrica fazer um profundo desenvolvimento numérico relacionado ao problema da punção em pilares de borda com excentricidade externa, até porque com o programa experimental desenvolvido o tempo para tal análise torna-se reduzido em um trabalho de mestrado. A intenção do capítulo foi a de gerar mais um instrumento para a correta interpretação dos dados dos ensaios. Acredita-se que isso foi alcançado, pois as comparações feitas ratificaram algumas análises feitas no capítulo de resultados experimentais.

6.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Acredita-se na importância deste trabalho no estudo da punção em lajes lisas. Devido à escassez de pesquisas relacionadas a pilares de borda submetidos à excentricidade externa foi necessária uma pesquisa mais cautelosa em que se avaliasse inicialmente apenas a hipótese de este caso de excentricidade ser realmente crítico em configuração de ensaio bem estabelecida. A partir de então, como continuação da pesquisa pode-se, por exemplo:

- Realizar ensaios em que se avalie a influência de armaduras resistente ao cisalhamento para uma mesma excentricidade externa;
- Baseados nos resultados gerados, realizar análises numéricas visando uma boa aproximação às situações reais e novas disposições normativas sobre o assunto;
- Comparar os resultados deste trabalho com os de pesquisas com outras configurações de ensaios diferentes;
- Realizar estudos com pilares de borda submetidos à excentricidade externa e à momento desbalanceado também na direção transversal;
- Variar as dimensões, forma e posição do pilar, para observar sua influência em relação à uma ruptura por puncionamento em ligação com excentricidade externa.

- Variar parâmetros como resistência do concreto e taxa de armadura de flexão.
- Verificar a influência de furos próximos ao pilar.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 318–. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318RM-08)**. Farmington Hills, 2008.

ALEXANDER, S. D. B e SIMONDS, S.H. **Shear moment transfer in slab column connections**. Structural Engineering Report nº 141. Department of Civil Engineering, University of Alberta. Edmonton, Alberta. July, 1986.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892. **Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2002.

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

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

BARBÁN, V. V. **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.

EUROCODE 2 – EUROPEAN STANDARD. **Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. European Committee for Standardization. Brussels, 2004.

FERREIRA, M. P. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Outubro, 2010.

GOSELIN, D. (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **The Behavior of Reinforced Concrete Slab-Column Structures with Drop Panels Subjected to Gravity and Lateral Loading**. The Royal Military College. Ingston, Ontario, 1984.

HANSON, N.M. e HANSON, J.M (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Column**. Journal of the Portland Cement Association Research and Development Laboratories. Skoike, Illinois. Janeiro, 1968.

KANE, K. A (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **Some Model Testes on the Punching Action of Reinforced Concrete Slabs at Edge Column**. Honours Project, The Queen's University of Belfast, 1978.

LAMB, J.W (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **Moment Transfer and Joint Stiffness in Reinforced Concrete Flat Plate-Column Connections**. The Royal Military College. Ingston, Ontario, 1984.

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

MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: Exemplos de cálculo e análise teórico-experimental**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de São Carlos. 1995.

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.

NARASIMHAN, N. **Shear reinforcement in reinforced concrete column heads.** A thesis submitted for the Doctor of Philosophy in the Faculty of Engineering of University of London. Imperial College of Science and Technology. London, 1971.

PONTES, H. G. **Puncionamento em lajes lisas protendidas com pilares de extremidade e momentos desbalanceados nas duas direções.** Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Abril, 2010.

REGAN, P.E. **Tests of Connections between flat slabs and edge columns.** School of Architecture and Engineering, University of Westminster. London, 1993.

REGAN, P.E., WALKER P.R. e ZAKARIA K.A.A (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **Tests of Reinforced Concrete Flat Slabs.** CIRIA Project RP 220. Polytechnic of Central London. United Kingdom, 1979.

SKAVUZO, L (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **Shear Reinforcement at Slab-Column Connections in a Reinforced Concrete Flat Plate Structure.** The Royal Military College. Kingston, Ontario, 1978.

STAMENKOVIC, A. e CHAPMAN, J.C (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **Local Strength at Column Heads at Flat Slabs Subjected to a Combined Vertical and Horizontal Loading.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers. London. Junho, 1974.

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.

ZAGHLOOL, E.R.F (*Apud* ALEXANDER & SIMONDS, 1986). **Strength and Behavior of Corner and Edge Column-Slab Connections in Reinforced Concrete Flat Plates.** Ph.D Thesis. Department of Civil Engineer. University of Calgary. Calgary, Alberta, 1971.

APÊNDICE A – DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS

Tabela A.1 – Deformações nas armaduras longitudinais superiores de L1

Passos de carga	Carga	ELS1a	ELS2a	ELS3a	ELS4a	ELS5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	-0,12	-0,12	0,24	0,84	0,00
Pré-carga	2	2,52	5,04	5,76	1,56	-0,48
Pré-carga	4	3,72	7,56	8,64	1,20	-1,08
Pré-carga	6	4,56	9,36	10,56	0,84	-1,92
Pré-carga	8	6,12	13,56	14,40	0,36	-2,76
1	20	17,16	29,52	31,20	6,00	-0,24
2	40	38,04	78,96	102,00	-0,72	-7,80
3	60	79,08	173,64	218,16	-8,76	-15,24
4	80	128,16	315,12	383,76	-17,16	-19,80
5	100	181,2	484,56	585,60	-28,20	-25,92
6	120	257,16	654,48	777,84	-41,40	-28,44
7	140	415,92	1028,88	1117,68	-69,48	-35,88
8	160	420,48	1048,80	1135,44	-70,92	-36,36
9	180	478,08	1226,64	1260,24	-85,08	-46,92
10	190	558,12	1409,04	1380,24	-124,32	-51,24
11	200	652,8	1596,48	1512,48	-130,08	-59,04
12	220	763,92	1815,48	1673,04	-114,6	-66,00
13	240	864,00	2172,48	1805,04	-80,16	-67,56
14	260	1001,76	2552,64	1931,76	-36,24	-54,12
15	280	1242,72	2807,28	2252,64	88,32	69,84
16	300	1276,56	2895,24	2216,64	87,60	68,16
17	320	1359,84	3000,84	2093,28	125,16	96,24
18	340	1449,60	3150,48	2167,92	163,80	139,08
19	360	1548,84	3287,64	2264,88	219,24	202,44
20	380	1661,04	3392,64	2362,08	288,24	262,32
21	412	1927,44	3508,20	2443,44	1099,68	854,64
22	380	1926,12	3508,08	2529,60	1101,72	857,16
23	400	1924,68	3508,56	2687,76	1103,16	859,56
24	420	1923,84	3508,80	2688,48	1104,60	861,84
25	440	1923,12	3508,92	2689,20	1106,16	863,52
26	460	1921,32	3509,16	2689,68	1107,48	865,56

Tabela A.2 – Deformações nas armaduras longitudinais inferiores de L1

Passos de carga	Carga	ELI1a	ELI2a	ELI3a	ELI4a	ELI5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	-0,60	-0,22967	2,57E-14	-0,23	-2,76
Pré-carga	2	-2,88	-4,36364	-4,36364	1,03	-1,61
Pré-carga	4	-3,96	-6,08612	-6,31579	1,72	-0,46
Pré-carga	6	-4,44	-7,34928	-7,57895	2,41	-0,00
Pré-carga	8	-5,28	-9,07	-9,53	4,59	-0,23
1	20	16,20	-10,91	-15,16	20,21	11,48
2	40	8,52	-26,53	-33,30	28,48	28,25
3	60	-1,68	-43,87	-53,40	36,75	39,50
4	80	-13,92	-59,14	-70,28	48,57	49,39
5	100	-22,56	-66,03	-77,97	67,87	64,31
6	120	-26,76	-67,41	-79,69	85,43	77,86
7	140	-24,84	-67,06	-69,59	152,04	139,64
8	160	-24,48	-66,83	-68,78	154,45	142,85
9	180	-24,96	-58,22	-57,42	184,19	169,49
10	190	-18,60	-34,91	-34,22	210,72	207,39
11	200	-9,60	-17,45	-15,85	238,51	237,70
12	220	-4,92	4,82	11,25	275,37	277,21
13	240	-1,68	26,30	35,60	317,51	321,07
14	260	1,08	60,17	74,18	374,47	373,66
15	280	26,64	155,83	162,60	500,10	491,02
16	300	24,36	157,66	163,06	515,48	500,21
17	320	26,52	182,93	186,95	560,84	482,76
18	340	32,52	211,75	218,76	625,84	498,83
19	360	48,12	248,27	253,55	672,80	539,02
20	380	61,80	298,33	304,54	711,16	578,53
21	412	51,72	-935,08	-876,75	557,63	626,53
22	380	52,68	-941,74	-882,49	555,68	659,60
23	400	53,88	-947,14	-887,20	553,95	526,39
24	420	54,48	-951,50	-890,99	552,34	524,32
25	440	55,20	-955,52	-894,54	551,20	522,49
26	460	55,56	-960,00	-898,56	549,82	521,34

Tabela A.3 – Deformações nas armaduras transversais superiores de L1

Passos de carga	Carga	ETS1a	ETS2a	ETS3a	ETS4a	ETS5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	-0,11	-0,46	-0,57	-0,00	-0,46
Pré-carga	2	-0,11	1,26	2,41	1,49	0,92
Pré-carga	4	1,26	2,53	3,67	2,18	1,72
Pré-carga	6	1,72	3,10	4,71	2,99	2,53
Pré-carga	8	3,67	4,48	7,81	3,79	3,33
1	20	10,10	21,13	19,18	9,42	8,73
2	40	20,55	29,17	29,51	19,98	19,29
3	60	39,50	40,65	46,62	34,10	48,69
4	80	67,87	52,83	73,26	52,13	104,84
5	100	148,59	72,23	117,47	73,61	169,03
6	120	253,55	115,18	189,10	95,08	235,40
7	140	461,63	244,25	326,93	148,71	364,02
8	160	473,45	252,40	331,18	152,04	370,33
9	180	558,89	322,34	383,31	191,88	429,82
10	190	658,33	431,43	483,79	376,31	457,95
11	200	742,51	558,09	616,65	460,36	504,11
12	220	829,26	686,58	772,48	547,41	574,16
13	240	918,32	801,19	922,68	628,25	632,04
14	260	1018,45	951,85	1099,29	723,80	708,52
15	280	1205,17	1228,82	1402,68	904,65	875,37
16	300	1252,36	1267,18	1445,40	929,68	898,80
17	320	1327,46	1335,96	1526,35	979,75	944,04
18	340	1405,55	1416,34	1615,46	1030,39	990,20
19	360	1481,45	1513,49	1714,79	1094,70	1046,47
20	380	1565,51	1607,66	1814,81	1181,63	1110,32
21	412	1430,47	1423,81	1331,83	1068,29	990,43
22	380	1428,17	1422,20	1330,91	1066,56	989,28
23	400	1425,76	1420,94	1330,10	1064,84	988,02
24	420	1423,69	1419,79	1329,19	1063,58	986,99
25	440	1421,97	1418,64	1328,84	1062,43	986,18
26	460	1420,59	1417,72	1328,84	1061,28	985,26

Tabela A.4 – Deformações nas armaduras transversais inferiores de L1

Passos de carga	Carga	ETI1a	ETI2a	ETI3a	ETI4a	ETI5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	-0,00	-0,46	-0,00	-0,46	0,00
Pré-carga	2	-1,61	-2,76	-2,30	-2,41	-1,72
Pré-carga	4	-2,30	-3,67	-3,21	-3,10	-2,87
Pré-carga	6	-2,53	-4,36	-4,25	-3,90	-4,02
Pré-carga	8	-3,67	-5,86	-5,63	-5,40	-4,82
1	20	-3,33	-8,15	-7,12	-6,43	-5,86
2	40	-8,84	-16,19	-16,65	-16,31	-18,37
3	60	-16,08	-24,80	-26,87	-25,15	-32,50
4	80	-24,11	-32,73	-37,66	-34,56	-50,30
5	100	-29,17	-39,73	-50,07	-46,39	-67,98
6	120	-22,39	-46,28	-60,40	-56,15	-80,96
7	140	42,26	-65,45	-77,28	-76,59	-102,77
8	160	46,39	-66,37	-77,40	-77,51	-103,12
9	180	82,56	-68,55	-79,69	-89,22	-106,91
10	190	122,41	-46,51	-75,44	-96,23	-110,70
11	200	150,66	-23,65	-68,44	-104,27	-124,71
12	220	179,94	-0,80	-63,27	-113,00	-136,19
13	240	207,96	18,61	-65,22	-118,97	-146,18
14	260	239,31	56,73	-64,08	-126,54	-158,47
15	280	299,48	139,18	-35,14	-122,30	-160,08
16	300	303,39	14,10	-37,89	-128,27	-167,31
17	320	315,67	157,89	-36,75	-137,34	-175,69
18	340	333,24	180,63	-33,53	-152,15	-179,14
19	360	354,49	219,79	-23,43	-158,81	-186,95
20	380	381,24	250,56	-13,66	-163,41	-189,93
21	412	626,64	861,59	202,70	-79,58	-112,88
22	380	626,30	860,90	201,42	-79,00	-112,42
23	400	625,84	860,44	200,61	-78,43	-111,85
24	420	625,49	860,32	200,15	-78,09	-111,50
25	440	625,15	861,10	200,04	-77,51	-111,04
26	460	625,03	860,55	199,81	-77,17	-110,58

Tabela A.5 – Deformações nas armaduras longitudinais superiores de L2

Passos de carga	Carga	ELS1a	ELS2a	ELS3a	ELS4a	ELS5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	-0,12	-0,24	0,12	-0,24
Pré-carga	2	-1,44	-0,96	-18,00	-1,56	-3,00
Pré-carga	4	-2,40	-1,80	-22,80	-3,12	-4,68
Pré-carga	6	-3,48	-2,76	-25,68	-5,28	-6,48
Pré-carga	8	-4,20	-3,60	-28,80	-6,60	-7,80
Pré-carga	10	-4,92	-4,20	-33,96	-8,04	-9,24
Pré-carga	12	-6,12	-5,28	-37,80	-10,08	-11,16
Pré-carga	14	-6,84	-6,00	-42,00	-11,88	-12,60
Pré-carga	16	-7,92	-7,08	-46,44	-14,04	-14,64
Pré-carga	18	-8,64	-7,68	-52,08	-15,60	-16,44
1	20	-9,72	-8,88	-67,08	-18,00	-18,12
2	40	-18,96	-16,20	-82,20	-36,72	-37,56
3	60	-29,16	-22,80	-97,92	-57,00	-59,52
4	80	-39,24	-27,36	-100,20	-83,52	-89,16
5	100	-54,36	-33,12	-105,60	-116,28	-114,84
6	120	-60,96	-37,92	-108,48	-143,64	-136,92
7	140	-63,60	-41,88	-107,88	-167,16	-156,84
8	160	-58,80	-42,72	-110,40	-189,24	-177,12
9	180	-50,64	-48,48	-121,56	-208,32	-194,64
10	200	-44,76	-53,16	-137,88	-226,92	-211,92
11	220	-39,36	-59,88	-159,96	-244,68	-230,16
12	240	-33,72	-67,32	-171,00	-262,56	-248,16
13	260	-31,32	-72,24	-183,60	-279,24	-265,44
14	280	-27,36	-78,60	-197,04	-298,20	-282,60
15	300	-25,56	-85,92	-211,20	-316,20	-299,64
16	320	-26,52	-92,28	-227,40	-334,92	-317,04
17	340	-28,68	-100,92	-244,44	-352,80	-334,08
18	360	-26,40	-106,80	-254,88	-368,16	-348,84
19	380	-35,04	-113,52	-266,88	-386,04	-366,12
20	400	-37,80	-113,64	-275,52	-401,88	-381,24
21	420	-42,48	-119,40	-293,76	-417,96	-396,00
22	440	-43,20	-124,92	-307,56	-433,80	-409,32
23	460	-44,04	-131,16	-322,80	-450,84	-423,96
24	480	-49,92	-133,68	-331,20	-465,60	-436,08
25	500	-55,68	-136,68	-342,12	-480,72	-445,80

Tabela A.6 – Deformações nas armaduras longitudinais inferiores de L2

Passos de carga	Carga	ELI1a	ELI2a	ELI3a	ELI4a	ELI5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,12	-0,11	-0,11	-0,00	-0,23
Pré-carga	2	-3,60	-0,46	1,033	2,30	1,95
Pré-carga	4	-2,76	0,23	1,72	4,13	4,02
Pré-carga	6	-1,68	1,03	2,64	5,97	5,40
Pré-carga	8	-0,84	1,61	3,10	7,12	6,66
Pré-carga	10	0,24	2,18	3,79	8,27	7,35
Pré-carga	12	1,32	3,21	4,59	10,56	10,45
Pré-carga	14	2,28	3,33	4,94	11,71	11,71
Pré-carga	16	3,00	4,13	5,63	13,09	13,32
Pré-carga	18	3,72	4,25	5,74	14,70	15,39
1	20	3,84	3,67	6,32	16,08	16,31
2	40	12,72	10,45	12,29	34,91	37,43
3	60	20,64	16,65	18,14	60,17	62,70
4	80	27,72	20,21	20,44	124,94	148,48
5	100	35,76	25,03	24,80	211,52	244,82
6	120	44,64	30,89	30,20	296,73	337,95
7	140	55,20	37,66	33,99	381,70	434,07
8	160	64,32	43,06	40,42	456,80	514,91
9	180	80,52	49,84	48,46	528,00	588,29
10	200	91,08	56,96	57,19	590,24	657,07
11	220	103,92	66,26	69,47	654,09	728,38
12	240	122,88	79,35	86,70	721,84	803,71
13	260	156,48	99,44	129,88	786,37	875,37
14	280	196,80	133,43	187,41	855,73	953,11
15	300	239,88	181,78	233,45	918,89	1022,81
16	320	293,64	236,55	287,54	980,44	1092,17
17	340	436,08	299,94	353,80	1040,61	1158,77
18	360	497,76	347,48	405,36	1098,26	1219,64
19	380	587,88	439,00	483,56	1159,58	1285,66
20	400	680,04	536,38	568,88	1217,91	1347,90
21	420	763,80	621,24	640,42	1281,07	1416,23
22	440	827,64	684,52	688,65	1339,64	1479,85
23	460	906,48	772,71	757,89	1400,27	1545,30
24	480	994,92	857,34	821,28	1454,93	1605,13
25	500	1121,28	1002,95	943,92	1516,02	1673,34

Tabela A.7 – Deformações nas armaduras transversais superiores de L2

Passos de carga	Carga	ETS1a	ETS2a	ETS3a	ETS4a	ETS5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	-0,11	-0,11	-0,00	0,23	0,00
Pré-carga	2	1,95	1,72	7,35	1,84	-12,29
Pré-carga	4	3,44	2,87	8,50	2,87	-13,43
Pré-carga	6	4,94	4,13	9,65	3,90	-13,78
Pré-carga	8	5,74	4,94	10,33	4,59	-15,16
Pré-carga	10	6,89	5,97	11,02	5,74	-17,22
Pré-carga	12	8,50	7,35	11,94	7,00	-16,54
Pré-carga	14	9,30	8,04	12,86	7,81	-18,72
Pré-carga	16	11,02	9,30	14,10	8,84	-18,83
Pré-carga	18	11,94	10,45	14,70	9,99	-25,49
1	20	13,43	11,83	16,08	10,91	-33,19
2	40	28,48	26,07	27,10	25,72	-25,15
3	60	45,93	43,75	41,34	43,29	-13,43
4	80	67,06	65,45	59,25	66,03	4,25
5	100	99,56	98,76	96,69	93,59	40,88
6	120	138,49	140,67	136,42	122,64	79,12
7	140	200,73	198,89	193,15	158,93	133,32
8	160	298,79	283,75	298,56	211,41	187,52
9	180	424,42	385,61	402,14	264,57	254,35
10	200	519,50	468,98	478,85	323,02	315,90
11	220	616,08	554,76	555,56	376,77	366,20
12	240	714,37	645,70	622,39	431,31	406,62
13	260	806,58	731,02	696,80	501,24	460,36
14	280	902,81	818,76	770,76	568,65	523,64
15	300	990,32	894,20	842,41	628,02	585,76
16	320	1076,90	971,60	913,15	689,45	644,55
17	340	1168,77	1050,49	975,16	744,57	700,13
18	360	1253,40	1127,20	1040,84	800,84	757,55
19	380	1312,77	1209,19	1111,58	856,08	814,16
20	400	1404,86	1293,24	1180,48	910,16	871,12
21	420	1493,17	1374,66	1252,59	971,37	932,32
22	440	1581,01	1453,32	1324,02	1025,91	987,79
23	460	1671,73	1537,26	1408,77	1086,43	1049,68
24	480	1759,92	1621,09	1479,27	1136,15	1101,13
25	500	1868,32	1721,11	1569,53	1201,61	1169,11

Tabela A.8 – Deformações nas armaduras transversais inferiores de L2

Passos de carga	Carga	ETI1a	ETI2a	ETI3a	ETI4a	ETI5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,11	0,00	-0,11	-0,23	-0,11
Pré-carga	2	0,57	-2,99	-14,24	-1,72	138,83
Pré-carga	4	-0,34	-4,02	-15,04	-2,76	139,06
Pré-carga	6	-1,49	-4,48	-15,39	-4,14	137,91
Pré-carga	8	-2,30	-4,82	-15,62	-5,05	137,22
Pré-carga	10	-3,10	-4,02	-15,85	-5,97	136,77
Pré-carga	12	-4,02	-4,25	-16,77	-7,11	135,50
Pré-carga	14	-5,05	-3,33	-17,34	-8,38	134,93
Pré-carga	16	-5,86	-3,90	-18,60	-9,64	134,01
Pré-carga	18	-7,12	-4,59	-19,29	-11,02	134,58
1	20	-9,07	-7,69	-20,21	-12,52	133,43
2	40	-15,96	-11,48	-28,48	-25,95	121,15
3	60	-23,31	-17,11	-36,98	-40,99	108,40
4	80	-28,94	-23,43	-46,85	-53,51	117,93
5	100	-34,68	-31,35	-58,68	-64,99	96,92
6	120	-39,39	-36,75	-71,88	-75,33	79,92
7	140	-38,81	-42,95	-86,58	-84,63	64,88
8	160	-22,28	-43,06	-89,80	-88,99	55,00
9	180	42,37	-38,81	-87,96	-90,60	45,93
10	200	86,01	-36,29	-86,01	-93,24	39,50
11	220	123,10	-34,45	-86,58	-96,92	33,99
12	240	158,24	-32,27	-82,33	-99,56	28,36
13	260	190,51	-26,41	-77,05	-100,13	22,39
14	280	226,68	-21,24	-73,49	-102,77	18,03
15	300	256,88	-18,49	-68,90	-109,43	13,32
16	320	285,93	-14,01	-67,18	-113,68	109,78
17	340	319,58	-11,02	-61,89	-115,98	135,39
18	360	347,02	-5,40	-61,32	-119,77	132,74
19	380	402,26	14,70	-65,57	-124,36	170,87
20	400	439,58	27,56	-69,59	-130,91	170,07
21	420	480,80	45,24	-68,67	-135,50	167,88
22	440	517,21	56,84	-68,78	-139,52	165,47
23	460	559,12	67,18	-69,01	-143,54	166,85
24	480	599,54	76,02	-71,31	-146,99	164,32
25	500	640,88	93,13	-70,05	-149,17	162,95

Tabela A.9 – Deformações nas armaduras longitudinais superiores de L3

Passos de carga	Carga	ELS1a	ELS2a	ELS3a	ELS4a	ELS5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-2,64	0,00	-2,40	-3,12	-2,88
Pré-carga	4	-4,80	-2,40	-4,80	-6,24	-5,76
Pré-carga	6	-9,12	-4,80	-9,60	-11,76	-11,28
Pré-carga	8	-11,04	-9,60	-12,00	-14,40	-13,92
Pré-carga	10	-13,20	-12,00	-14,16	-17,04	-16,32
Pré-carga	12	-15,60	-14,16	-16,80	-20,40	-19,44
Pré-carga	14	-18,00	-16,80	-18,96	-23,04	-22,08
Pré-carga	16	-19,68	-18,96	-21,12	-25,92	-24,72
1	20	-22,08	-21,12	-23,52	-29,28	-27,60
2	40	-46,56	-23,52	-49,20	-66,96	-60,48
3	60	-79,44	-49,20	-80,16	-122,64	-106,32
4	80	-115,20	-80,16	-116,40	-171,60	-148,56
5	100	-142,56	-116,40	-148,56	-207,36	-187,20
6	120	-166,56	-148,56	-177,12	-234,96	-216,24
7	140	-179,76	-177,12	-205,44	-255,84	-241,20
8	160	-185,28	-205,44	-230,40	-276,96	-266,16
9	180	-174,48	-230,40	-240,48	-293,52	-287,28
10	200	-145,20	-240,48	-243,84	-310,08	-300,24
11	220	-107,52	-243,84	-238,08	-324,24	-315,84
12	240	-80,40	-238,08	-226,08	-342,48	-335,04
13	260	-21,12	-226,08	-161,52	-357,60	-349,68
14	280	47,76	-161,52	-142,80	-379,20	-369,60
15	300	125,52	-142,80	-143,28	-400,80	-389,28
16	320	136,56	-142,56	-136,80	-428,88	-410,40
17	340	138,72	-142,56	-125,52	-456,48	-434,40
18	360	135,12	-142,56	-115,44	-489,84	-463,44
19	380	133,20	-143,04	-104,88	-515,28	-486,00
20	400	151,68	-143,52	-88,56	-553,68	-518,40
21	420	262,56	-146,88	-77,76	-596,64	-551,76
22	440	364,08	-147,84	-83,76	-641,04	-587,52
23	460	682,08	-148,56	-49,20	-708,96	-639,84

Tabela A.10 – Deformações nas armaduras longitudinais inferiores de L3

Passos de carga	Carga	ELI1a	ELI2a	ELI3a	ELI4a	ELI5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	3,60	3,21	2,99	2,76	2,99
Pré-carga	4	5,76	5,28	5,05	4,82	5,51
Pré-carga	6	9,60	9,42	9,42	9,42	10,56
Pré-carga	8	11,52	11,48	11,25	11,25	12,40
Pré-carga	10	13,44	13,55	13,55	13,32	14,93
Pré-carga	12	16,08	16,08	16,08	16,08	17,91
Pré-carga	14	18,24	18,14	18,37	18,60	20,44
Pré-carga	16	20,40	20,21	20,44	21,13	23,20
1	20	23,04	22,97	22,97	24,57	26,64
2	40	57,12	51,90	52,36	70,05	70,28
3	60	145,92	104,73	109,55	203,25	211,06
4	80	216,24	199,81	206,70	342,89	359,20
5	100	296,88	285,70	297,88	464,38	487,58
6	120	408,96	398,93	395,71	576,00	604,70
7	140	537,36	529,15	530,30	689,22	731,94
8	160	664,80	680,50	708,29	794,18	841,26
9	180	792,96	817,84	851,60	898,68	954,49
10	200	904,80	937,26	976,31	993,76	1054,85
11	220	1014,96	1062,20	1096,65	1093,21	1167,85
12	240	1129,20	1171,52	1199,31	1191,04	1276,25
13	260	1236,96	1294,85	1321,72	1287,96	1384,19
14	280	1344,48	1433,57	1458,60	1391,77	1497,65
15	300	1444,32	1639,35	1661,63	1495,12	1610,87
16	320	1542,72	1775,77	1795,98	1594,11	1717,89
17	340	1639,68	1918,39	1936,08	1694,24	1824,69
18	360	1734,72	2086,05	2099,14	1798,97	1936,08
19	380	1820,40	2233,03	2245,44	1895,43	2037,82
20	400	1893,36	2454,89	2474,64	2016,69	2165,28
21	420	1937,04	2855,66	2939,48	2148,75	2302,62
22	440	1998,48	3297,53	3460,36	2277,13	2436,75
23	460	2112,24	3752,73	3647,08	2427,10	2591,77

Tabela A.11 – Deformações nas armaduras transversais superiores de L3

Passos de carga	Carga	ETS1a	ETS2a	ETS3a	ETS4a	ETS5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	1,61	1,84	1,15	0,69	1,61
Pré-carga	4	3,44	3,21	2,30	1,38	2,53
Pré-carga	6	6,66	6,21	4,59	3,21	4,59
Pré-carga	8	8,27	7,58	5,51	3,67	5,51
Pré-carga	10	9,65	9,19	6,66	4,36	6,20
Pré-carga	12	11,94	11,25	8,27	5,28	7,58
Pré-carga	14	13,55	13,55	9,42	6,43	8,73
Pré-carga	16	14,93	15,16	10,79	7,35	10,10
1	20	16,77	17,68	12,86	8,27	11,48
2	40	41,11	43,18	29,63	17,22	27,56
3	60	82,91	78,77	50,99	28,94	45,01
4	80	173,86	164,67	93,47	47,31	71,88
5	100	296,04	253,55	146,07	68,21	102,89
6	120	433,38	332,55	206,47	90,26	139,18
7	140	735,62	405,82	280,65	116,21	180,29
8	160	896,38	474,49	348,17	145,84	222,77
9	180	1052,10	551,66	418,22	193,15	267,79
10	200	1202,99	652,71	548,90	226,68	290,07
11	220	1346,99	765,47	687,62	331,18	339,67
12	240	1471,00	864,46	779,25	391,35	399,62
13	260	1639,58	948,06	874,79	447,16	467,37
14	280	1798,28	1032,34	959,54	512,15	530,76
15	300	1796,44	1109,28	1055,77	573,47	586,10
16	320	1906,22	1199,54	1122,60	650,64	644,67
17	340	2040,11	1289,11	1187,60	716,32	707,60
18	360	2198,35	1379,37	1256,73	785,68	778,79
19	380	2366,24	1462,74	1319,66	837,36	832,77
20	400	2640,00	1528,19	1421,63	912,23	911,31
21	420	2981,74	1605,82	1552,31	995,37	1000,42
22	440	3293,86	1701,36	1704,80	1066,11	1082,41
23	460	5290,33	1766,35	1825,61	1157,51	1188,75

Tabela A.12 – Deformações nas armaduras transversais inferiores de L3

Passos de carga	Carga	ETI1a	ETI2a	ETI3a	ETI4a	ETI5a
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-17,45	-1,61	-0,92	0,23	-1,15
Pré-carga	4	-20,67	-2,98	-2,76	-0,46	-2,53
Pré-carga	6	-25,26	-5,74	-5,28	-2,53	-4,36
Pré-carga	8	-26,87	-6,89	-6,20	-3,67	-5,05
Pré-carga	10	-28,71	-8,04	-7,35	-4,59	-6,43
Pré-carga	12	-30,77	-9,42	-8,73	-5,51	-7,35
Pré-carga	14	-32,38	-10,79	-9,88	-6,89	-8,50
Pré-carga	16	-33,76	-12,17	-11,02	-7,81	-9,65
1	20	-35,60	-13,32	-12,17	-9,42	-10,33
2	40	-49,61	-25,72	-27,10	-28,02	-28,94
3	60	-60,63	-36,29	-44,10	-33,99	-58,10
4	80	-68,21	-44,55	-53,97	-36,75	-78,09
5	100	-67,98	-48,46	-68,67	-39,50	-96,92
6	120	-42,95	-39,50	-76,02	-48,00	-110,24
7	140	96,23	-6,66	-81,07	-57,65	-115,75
8	160	198,89	15,62	-82,68	-65,22	-125,63
9	180	298,79	33,99	-82,22	-70,97	-132,52
10	200	378,49	48,92	-75,79	-73,72	-139,87
11	220	464,84	72,57	-55,81	-69,82	-148,36
12	240	537,88	87,96	-43,18	-69,36	-155,48
13	260	615,04	92,78	-20,90	-67,29	-155,02
14	280	673,15	114,37	0,92	-64,54	-155,48
15	300	912,92	178,22	75,56	-61,32	-156,40
16	320	996,98	180,98	97,61	-54,66	-161,45
17	340	1084,94	177,30	115,75	-50,76	-165,82
18	360	1204,13	161,68	128,15	-47,31	-169,49
19	380	1293,01	157,09	140,78	-44,55	-171,56
20	400	1373,63	133,66	164,21	-39,50	-172,02
21	420	1462,51	180,75	189,93	-34,91	-173,86
22	440	1594,11	228,98	198,43	-30,54	-172,94
23	460	1802,87	250,56	179,83	-21,36	-89,11

Tabela A.13 – Deformações nas armaduras longitudinais superiores de L4

Passos de carga	Carga	ELS1	ELS2	ELS3	ELS4	ELS5
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-5,76	-7,68	-7,92	-6,96	-7,44
Pré-carga	8	-18,24	-22,32	-22,08	-21,60	-20,64
Pré-carga	12	-25,44	-31,92	-31,68	-30,48	-30,48
1	20	-32,64	-40,08	-39,36	-38,40	-38,40
2	40	-70,56	-86,16	-87,60	-104,16	-102,00
3	60	-133,20	-150,96	-160,80	-175,68	-174,00
4	80	-152,40	-206,40	-232,56	-235,44	-232,56
5	100	-157,20	-244,56	-283,44	-275,76	-275,28
6	120	-153,12	-272,88	-320,64	-310,80	-316,32
7	140	-150,24	-303,60	-357,36	-345,12	-349,44
8	160	-140,16	-328,56	-393,60	-376,80	-382,80
9	180	-114,48	-333,12	-419,04	-409,92	-413,52
10	200	-97,68	-342,00	-438,24	-446,88	-446,40
11	220	-83,52	-363,84	-462,72	-482,88	-480,24
12	240	-48,48	-378,00	-490,32	-520,56	-515,28
13	260	-9,36	-391,20	-510,00	-561,12	-543,60
14	270	27,36	-400,56	-529,44	-587,76	-568,08
15	280	36,72	-410,40	-544,80	-602,40	-584,40
16	300	86,88	-427,68	-583,20	-642,24	-627,36
17	320	154,56	-436,80	-630,00	-690,48	-683,76
18	340	179,76	-458,16	-677,76	-720,96	-719,52
19	360	213,60	-473,52	-718,08	-753,84	-764,16
20	390	231,36	-480,24	-748,08	-787,92	-810,48

Tabela A.14 – Deformações nas armaduras longitudinais inferiores de L4

Passos de carga	Carga	ELI1	ELI2	ELI3	ELI4	ELI5
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	4,80	5,74	6,20	5,05	5,05
Pré-carga	8	15,12	17,22	16,31	14,93	14,70
Pré-carga	12	20,16	24,80	23,88	21,82	21,59
1	20	24,96	31,69	30,77	28,48	27,79
2	40	58,08	79,00	78,54	158,93	158,93
3	60	199,20	191,31	200,50	307,52	297,42
4	80	367,44	315,33	318,77	453,36	447,62
5	100	524,40	441,88	420,75	567,04	554,41
6	120	693,36	611,14	558,54	697,26	685,78
7	140	861,12	802,45	721,61	818,30	808,88
8	160	1002,24	979,06	864,23	939,10	937,26
9	180	1136,16	1147,87	1004,78	1054,85	1060,59
10	200	1280,16	1313,22	1171,06	1168,31	1180,02
11	220	1418,40	1463,89	1329,99	1279,46	1296,69
12	240	1568,16	1645,78	1523,37	1393,38	1413,36
13	260	1708,80	1808,38	1699,75	1506,83	1530,03
14	270	1794,24	1924,59	1849,95	1581,70	1605,82
15	280	1842,00	1978,79	1909,67	1624,19	1648,77
16	300	1952,64	2172,86	2141,86	1731,90	1761,99
17	320	2109,60	2425,26	2427,10	1868,33	1901,86
18	340	2237,76	2608,31	2610,14	1960,65	1998,32
19	360	2269,92	2705,00	2758,51	2039,66	2070,89
20	390	2273,52	2727,50	2786,76	2119,58	2146,45

Tabela A.15 – Deformações nas armaduras transversais superiores de L4

Passos de carga	Carga	ETS1	ETS2	ETS3	ETS4	ETS5
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	4,59	2,98	2,53	1,84	1,61
Pré-carga	8	11,94	8,27	6,43	5,51	4,14
Pré-carga	12	16,76	11,94	9,87	7,58	6,43
1	20	20,44	14,93	14,47	9,88	8,27
2	40	45,01	36,52	37,66	19,75	12,86
3	60	97,61	90,72	100,36	39,04	25,72
4	80	218,87	186,26	177,53	64,54	38,12
5	100	340,59	277,89	263,43	89,57	58,10
6	120	523,64	373,43	376,88	143,77	82,91
7	140	706,45	472,65	479,54	198,43	103,58
8	160	872,27	569,11	574,62	250,79	126,32
9	180	1065,42	662,58	655,69	305,91	154,33
10	200	1267,52	778,56	738,14	364,25	193,38
11	220	1460,67	887,66	815,77	412,48	229,21
12	240	1629,70	1029,59	903,50	464,61	273,30
13	260	1831,35	1174,05	988,94	518,35	363,10
14	270	1973,28	1268,67	1046,81	553,72	416,38
15	280	2042,64	1316,67	1075,52	570,49	433,15
16	300	2247,73	1397,05	1146,26	618,95	486,89
17	320	2497,84	1503,16	1214,24	682,10	563,14
18	340	2653,78	1525,67	1271,66	723,90	609,07
19	360	2819,60	1770,26	1406,70	796,71	692,44
20	390	2933,74	1947,10	1547,25	888,34	796,71

Tabela A.16 – Deformações nas armaduras transversais inferiores de L4

Passos de carga	Carga	ETI1	ETI2	ETI3	ETI4	ETI5
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-1,61	-3,67	-2,52	-1,38	0,69
Pré-carga	8	-8,96	-9,42	-7,35	-3,90	-0,92
Pré-carga	12	-11,02	-14,24	-10,33	-6,20	-2,53
1	20	-13,09	-16,99	-12,17	-8,04	-4,36
2	40	-14,46	-34,45	-23,20	-22,97	-9,88
3	60	-6,43	-50,99	-45,47	-48,92	-19,29
4	80	13,09	-55,58	-80,15	-71,66	-36,52
5	100	57,65	-28,48	-94,85	-98,30	-34,68
6	120	149,97	34,91	-86,81	-124,48	-34,45
7	140	389,74	96,46	-70,28	-140,33	-38,12
8	160	514,45	129,30	-60,63	-157,09	5,74
9	180	572,10	141,93	-48,23	-168,57	14,47
10	200	585,65	146,07	-45,24	-177,53	22,05
11	220	604,02	162,60	-48,92	-187,41	22,97
12	240	589,09	197,74	-45,47	-195,44	22,05
13	260	645,59	215,20	-45,70	-203,25	21,13
14	270	661,89	220,71	-48,00	-203,48	23,88
15	280	679,81	222,32	-51,90	-209,00	22,97
16	300	666,72	211,29	-56,27	-215,89	21,13
17	320	617,57	200,04	-51,44	-217,26	55,81
18	340	509,63	222,54	-27,10	-220,02	58,56
19	360	397,78	228,06	-2,30	-225,76	59,25
20	390	342,66	228,06	4,82	-240,23	53,74

APÊNDICE B – DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Tabela B.1 – Deformações no concreto de L1

Passos de carga	Carga	ECA00	ECB45	ECBC	ECC00	ECC45	ECC90
	kN	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
Pré-carga	0	-0,45	-0,46	0,46	0,23	15,54	-0,23
Pré-carga	2	-3,89	-3,43	-2,51	-1,14	-6,63	-3,20
Pré-carga	4	-9,14	-7,31	-5,94	-4,34	0,46	-6,40
Pré-carga	6	-10,29	-6,40	-6,40	-3,20	4,80	-5,94
Pré-carga	8	-8,46	-2,97	-5,03	0,46	8,91	-4,34
1	20	-5,71	5,71	-3,66	9,37	6,86	-3,20
2	40	-30,40	-16,91	-19,20	-6,17	-20,11	-20,11
3	60	-59,89	-28,80	-44,34	-21,49	-51,43	-34,51
4	80	-106,97	-45,71	-77,94	-43,43	-101,03	-58,74
5	100	-166,40	-60,34	-115,66	-75,43	-169,83	-88,69
6	120	-231,31	-77,94	-156,34	-103,54	-240,00	-130,06
7	140	-288,91	-103,54	-205,49	-122,51	-304,46	-177,83
8	160	-348,80	-141,71	-264,91	-141,49	-378,06	-226,74
9	180	-397,94	-176,46	-316,34	-157,71	-447,54	-269,26
10	190	-471,09	-218,06	-373,49	-180,11	-539,43	-320,69
11	200	-529,83	-251,89	-432,23	-208,00	-642,74	-376,91
12	220	-580,57	-293,71	-490,06	-244,11	-744,91	-422,17
13	240	-630,63	-318,17	-530,74	-283,43	-851,20	-471,54
14	260	-677,49	-327,09	-564,11	-319,08	-946,29	-522,97
15	280	-738,06	-335,09	-605,71	-371,20	-1076,57	-586,06
16	300	-886,40	-374,40	-748,80	-458,74	-1363,20	-793,14
17	320	-893,26	-368,91	-745,14	-468,11	-1381,71	-796,11
18	340	-873,37	-359,54	-700,34	-460,80	-1348,57	-747,66
19	360	-894,63	-366,63	-714,74	-472,23	-1381,03	-770,06
20	380	-933,71	-369,60	-731,89	-499,89	-1452,57	-807,77
21	412	-972,11	-368,46	-752,69	-530,06	-1529,60	-847,09

Tabela B.2 – Deformações no concreto de L2

Passos de carga	Carga	ECA00	ECA45	ECBC	ECC00	ECC45
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	-0,00	0,23	0,00	0,23
Pré-carga	2	-2,51	3,89	0,46	2,51	-0,46
Pré-carga	4	-3,20	3,43	-0,46	3,20	-0,46
Pré-carga	6	-4,57	3,20	-2,51	3,89	-1,14
Pré-carga	8	-5,94	4,11	-3,43	4,11	-1,14
Pré-carga	10	-8,46	5,26	-4,80	4,34	-1,60
Pré-carga	12	-11,43	6,63	-6,86	5,26	-1,14
Pré-carga	14	-13,26	7,09	-8,00	4,80	-2,06
Pré-carga	16	-15,54	7,54	-9,83	5,49	-2,74
Pré-carga	18	-16,91	7,09	-10,51	5,71	-3,20
1	20	-16,00	5,26	-10,06	8,00	-2,06
2	40	-42,51	16,69	-27,20	13,03	-2,97
3	60	-69,94	23,31	-45,94	17,83	-4,11
4	80	-104,46	26,29	-67,43	21,49	-5,49
5	100	-136,69	30,17	-95,54	26,29	-10,06
6	120	-170,06	30,40	-133,03	28,80	-18,97
7	140	-202,51	33,83	-178,97	33,60	-29,94
8	160	-233,37	23,77	-214,63	42,9	-40,46
9	180	-267,20	14,63	-256,69	56,46	-44,57
10	200	-304,00	13,26	-291,20	64,46	-48,68
11	220	-338,97	13,49	-328,91	73,37	-55,31
12	240	-379,66	-6,86	-368,46	79,54	-62,86
13	260	-414,17	-20,57	-410,29	87,09	-63,77
14	280	-449,60	-28,11	-452,57	97,37	-62,63
15	300	-490,74	-58,74	-495,31	107,43	-66,29
16	320	-530,29	-91,43	-538,51	115,20	-72,23
17	340	-567,09	-81,83	-481,60	110,40	-87,77
18	360	-601,83	-86,63	-456,91	114,51	-96,46
19	380	-638,86	-71,31	-260,80	118,86	-106,97
20	400	-673,83	-6,63	-64,69	122,51	-115,66
21	420	-715,66	81,37	73,83	128,00	-124,11
22	440	-752,23	135,31	114,06	132,11	-134,86

Tabela B.3 – Deformações no concreto de L3

Passos de carga	Carga	ECA00	ECA45	ECB45	ECBC	ECC00	ECC45
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	-0,23	-0,69	-0,23	0,00	0,00	0,23
Pré-carga	2	-1,14	-3,66	2,51	-3,66	0,91	3,20
Pré-carga	4	-2,51	-2,29	4,34	-6,63	3,43	4,80
Pré-carga	6	-5,94	-9,83	7,09	-13,94	8,23	8,46
Pré-carga	8	-7,77	-9,83	8,00	-17,14	10,29	9,83
Pré-carga	10	-9,83	-9,60	9,14	-21,03	12,34	11,20
Pré-carga	12	-12,57	-9,83	10,29	-25,37	14,86	13,03
Pré-carga	14	-15,09	-9,37	11,89	-29,03	16,91	15,09
Pré-carga	16	-17,60	-9,37	13,03	-32,46	18,97	16,46
1	20	-20,80	-9,60	15,08	-36,57	21,03	18,97
2	40	-56,23	3,20	40,91	-78,17	45,49	39,77
3	60	-94,86	33,37	265,83	-130,29	67,89	58,97
4	80	-123,66	121,14	428,57	-202,97	104,91	84,11
5	100	-164,34	186,74	560,46	-281,37	117,49	96,23
6	120	-197,49	333,94	-13350,60	-373,26	400,91	98,51
7	140	-227,66	550,63	-13350,60	-469,94	691,43	85,94
8	160	-275,20	1968,69	-13350,60	-538,51	920,23	91,20
9	180	-312,00	-9540,11	-13350,60	-609,60	3397,71	108,57
10	200	-336,91	-9540,11	-13350,60	-686,40	-9942,40	136,23
11	220	-369,37	-9540,11	-13350,60	-763,89	-9942,40	162,51
12	240	-400,69	-9540,11	-13350,60	-828,57	-9942,40	203,66
13	260	-419,20	-9540,11	-13350,60	-884,11	-9942,40	349,03
14	280	-461,49	-9540,11	-13350,60	-945,37	-9942,40	519,09
15	300	-528,23	-9540,11	-13350,60	-971,89	-9942,40	1330,51
16	320	-598,17	-9540,11	-13350,60	-1018,51	-9942,40	-11955,20
17	340	-671,54	-9540,11	-13350,60	-1068,11	-9942,40	-11955,20
18	360	-764,34	-9540,11	-13350,60	-1117,49	-9942,40	-11955,20
19	380	-845,03	-9540,11	-13350,60	-1159,77	-9942,40	-11955,20
20	400	-991,77	-9540,11	-13350,60	-1215,09	-9942,40	-11955,20
21	420	-1250,97	-9540,11	-13350,60	-1245,49	-9942,40	-11955,20
22	440	-1490,51	-9540,11	-13350,60	-1283,66	-9942,40	-11955,20
23	460	-1575,09	-9540,11	-13350,60	-1298,97	-9942,40	-11955,20

Tabela B.4 – Deformações no concreto de L4

Passos de carga	Carga	ECA00	ECA45	ECB45	ECBC	ECC00	ECC45
	kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
Pré-carga	0	0,00	-0,23	0,00	-0,23	-0,23	0,00
Pré-carga	2	-2,29	6,17	-3,89	-9,37	0,00	-3,89
Pré-carga	8	10,29	12,80	2,51	-18,74	8,23	10,51
Pré-carga	12	7,77	5,48	-2,97	-32,91	2,51	9,37
1	20	10,06	5,26	-2,97	-40,91	-0,23	12,80
2	40	44,80	10,29	9,37	-78,86	-29,94	41,37
3	60	153,37	-23,31	267,43	-162,97	-60,11	69,03
4	80	129,83	-2,29	-13065,10	-242,29	-90,06	94,63
5	100	175,31	164,34	-13065,10	-328,69	-104,00	95,77
6	120	386,97	-8871,77	-13065,10	-424,46	-83,20	111,09
7	140	730,74	-8871,77	-13065,10	-491,89	-3,88	190,63
8	160	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-563,43	119,31	320,46
9	180	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-616,69	722,06	1097,83
10	200	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-685,26	-8975,31	1962,06
11	220	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-750,63	-8975,31	-10801,60
12	240	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-806,63	-8975,31	-10801,60
13	260	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-870,40	-8975,31	-10801,60
14	270	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-924,80	-8975,31	-10801,60
15	280	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-957,26	-8975,31	-10801,60
16	300	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-1024,00	-8975,31	-10801,60
17	320	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-1078,86	-8975,31	-10801,60
18	340	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-1099,66	-8975,31	-10801,60
19	360	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-1177,14	-8975,31	-10801,60
20	390	-12428,80	-8871,77	-13065,10	-1272,91	-8975,31	-10801,60

APÊNDICE C – DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

Tabela C.1 – Deslocamentos dos LVDT's de 01 a 07 de L1

Passos de carga	Carga	LVDT01	LVDT02	LVDT03	LVDT04	LVDT05	LVDT06	LVDT07
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-0,04	0,06	0,02	-0,05	-0,02	0,00	-0,03
Pré-carga	4	-0,05	0,09	0,04	-0,07	-0,04	0,00	-0,06
Pré-carga	6	-0,06	0,10	0,05	-0,08	-0,06	0,00	-0,07
Pré-carga	8	-0,07	0,10	0,08	-0,10	-0,07	0,00	-0,08
1	20	-0,15	0,31	-0,26	-0,19	-0,15	-0,05	-0,17
2	40	-0,27	0,47	-0,09	-2,14	-2,11	-0,07	-1,48
3	60	-0,42	0,63	0,07	-2,32	-2,28	-0,11	-1,66
4	80	-0,63	0,83	0,24	-2,52	-2,47	-0,16	-1,86
5	100	-0,85	1,02	0,43	-2,72	-2,65	-0,19	-2,07
6	120	-1,09	1,23	0,62	-2,94	-2,85	0,21	-2,32
7	140	-1,36	1,45	0,85	-3,18	-3,07	-0,24	-2,58
8	160	-1,57	1,62	1,05	-3,39	-3,27	-0,24	-2,79
9	180	-1,85	1,86	1,27	-3,66	-3,53	-0,25	-3,06
10	190	-2,10	2,08	1,50	-3,92	-3,80	-0,26	-3,31
11	200	-2,46	2,32	1,77	-4,25	-4,13	-0,27	-3,58
12	220	-2,70	2,54	2,05	-4,59	-4,49	-0,29	-3,83
13	240	-2,96	2,76	2,29	-4,89	-4,79	-0,29	-4,06
14	260	-3,26	3,10	2,61	-5,28	-5,19	-0,31	-4,36
15	280	-3,98	3,67	3,34	-6,10	-5,97	0,00	-4,84
16	300	-4,02	3,70	3,37	-6,14	-6,00	0,00	-4,87
17	320	-4,04	3,60	3,24	-6,03	-5,91	-0,34	-4,93
18	340	-4,12	3,70	3,35	-6,16	-6,02	-0,36	-5,04
19	360	-4,38	3,88	3,56	-6,41	-6,27	-0,37	-5,27
20	380	-4,56	4,06	3,78	-6,67	-6,52	-0,38	-5,50
21	412	-4,82	4,30	4,09	-7,00	-6,84	-0,39	-5,83

Tabela C.2 – Deslocamentos dos LVDT's de 07 a 15 de L1

Passos de carga	Carga	LVDT08	LVDT09	LVDT10	LVDT11	LVDT12	LVDT13	LVDT14	LVDT15
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	-0,00	-0,00
Pré-carga	2	0,04	-0,04	-0,03	-0,04	-0,02	-0,07	-0,16	-0,15
Pré-carga	4	0,02	-0,06	-0,05	-0,06	-0,04	-0,11	-0,21	-0,21
Pré-carga	6	0,01	-0,08	-0,07	-0,08	-0,06	-0,12	-0,24	-0,23
Pré-carga	8	-0,01	-0,08	-0,07	-0,08	-0,06	-0,19	-0,26	-0,26
1	20	-0,09	-0,16	-0,16	-0,17	-0,15	-0,29	-0,31	-0,26
2	40	-1,35	-0,34	-0,26	0,81	0,72	-0,61	-0,34	-0,28
3	60	-1,52	-0,54	-0,47	0,58	0,49	-0,94	-0,43	-0,28
4	80	-1,71	-0,76	-0,70	0,33	0,24	-1,37	-0,58	-0,28
5	100	-1,91	-1,00	-0,94	0,04	-0,04	-1,84	-0,77	-0,28
6	120	-2,13	-1,29	-1,22	-0,31	-0,36	-2,33	-1,00	-0,28
7	140	-2,36	-1,58	-1,51	-0,66	-0,70	-2,92	-1,28	-0,31
8	160	-2,54	-1,81	-1,76	-0,95	-1,00	-3,45	-1,53	-0,35
9	180	-2,78	-2,12	-2,07	-1,33	-1,39	-4,07	-1,85	-0,39
10	190	-3,00	-2,41	-2,38	-1,67	-1,76	-4,74	-2,17	-0,46
11	200	-3,25	-2,71	-2,74	-2,05	-2,21	-5,43	-2,49	-0,51
12	220	-3,47	-2,99	-3,09	-2,41	-2,66	-6,15	-2,85	-0,57
13	240	-3,69	-3,25	-3,40	-2,73	-3,06	-6,81	-3,16	-0,62
14	260	-3,96	-3,59	-3,81	-3,15	-3,56	-7,68	-3,54	-0,66
15	280	-4,36	-3,83	-4,16	-3,26	-3,89	-10,56	-4,16	-0,66
16	300	-4,39	-3,85	-4,19	-3,28	-3,92	-10,66	-4,18	-0,63
17	320	-4,45	-4,06	-4,36	-3,63	-4,19	-9,85	-4,22	-0,61
18	340	-4,56	-4,21	-4,54	-3,85	-4,42	-10,04	-4,34	-0,66
19	360	-4,77	-4,52	-4,88	-4,26	-4,84	-10,42	-4,60	-0,71
20	380	-4,98	-4,82	-5,21	-4,65	-5,25	-10,71	-4,89	-0,76
21	412	-5,27	-5,21	-5,63	-5,16	-5,76	-11,30	-5,30	-0,81

Tabela C.3 – Deslocamentos dos LVDT's de 01 a 07 de L2

Passos de carga	Carga	LVDT01	LVDT02	LVDT03	LVDT04	LVDT05	LVDT06	LVDT07
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-0,02	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02
Pré-carga	4	-0,03	-0,03	-0,04	-0,05	-0,05	-0,02	-0,03
Pré-carga	6	-0,04	-0,04	-0,06	-0,07	-0,07	-0,03	-0,04
Pré-carga	8	-0,06	-0,05	-0,07	-0,08	-0,08	-0,03	-0,04
Pré-carga	10	-0,07	-0,06	-0,08	-0,09	-0,10	-0,03	-0,05
Pré-carga	12	-0,08	-0,07	-0,11	-0,11	-0,12	-0,04	-0,06
Pré-carga	14	-0,09	-0,08	-0,12	-0,13	-0,14	-0,05	-0,07
Pré-carga	16	-0,09	-0,09	-0,14	-0,15	-0,17	-0,06	-0,08
Pré-carga	18	-0,10	-0,10	-0,15	-0,17	-0,18	-0,07	-0,08
1	20	-0,11	-0,12	-0,17	-0,19	-0,21	-0,09	-0,10
2	40	-0,17	-0,25	-0,36	-0,39	-0,40	-0,15	-0,19
3	60	-0,25	-0,38	-0,53	-0,58	-0,60	-0,19	-0,27
4	80	-0,30	-0,53	-0,75	-0,83	-0,86	-0,23	-0,35
5	100	-0,40	-0,72	-1,03	-1,17	-1,19	-0,27	-0,43
6	120	-0,43	-0,85	-1,27	-1,47	-1,50	-0,29	-0,49
7	140	-0,48	-1,02	-1,59	-1,85	-1,90	-0,31	-0,55
8	160	-0,53	-1,20	-1,91	-2,23	-2,31	-0,34	-0,60
9	180	-0,57	-1,37	-2,23	-2,63	-2,71	-0,36	-0,66
10	200	-0,62	-1,54	-2,54	-3,01	-3,11	-0,38	-0,71
11	220	-0,66	-1,71	-2,84	-3,37	-3,48	-0,40	-0,77
12	240	-0,71	-1,87	-3,14	-3,74	-3,85	-0,42	-0,81
13	260	-0,75	-2,02	-3,43	-4,09	-4,21	-0,44	-0,86
14	280	-0,78	-2,19	-3,74	-4,47	-4,61	-0,47	-0,90
15	300	-0,82	-2,35	-4,03	-4,82	-4,97	-0,49	-0,95
16	320	-0,85	-2,50	-4,32	-5,18	-5,33	-0,52	-1,00
17	340	-0,88	-2,65	-4,60	-5,52	-5,69	-0,54	-1,05
18	360	-0,91	-2,78	-4,85	-5,83	-6,01	-0,56	-1,09
19	380	-0,95	-2,92	-5,13	-6,17	-6,35	-0,58	-1,13
20	400	-0,97	-3,06	-5,40	-6,50	-6,70	-0,61	-1,18
21	420	-0,99	-3,21	-5,69	-6,86	-7,06	-0,63	-1,23
22	440	-1,01	-3,34	-5,95	-7,17	-7,40	-0,66	-1,26
23	460	-1,03	-3,48	-6,23	-7,52	-7,74	-0,68	-1,31
24	480	-1,05	-3,60	-6,47	-7,81	-8,05	-0,71	-1,35
25	500	-1,08	-3,76	-6,79	-8,19	-8,44	-0,73	-1,40

Tabela C.4 – Deslocamentos dos LVDT's de 07 a 15 de L2

Passos de carga	Carga	LVDT08	LVDT09	LVDT10	LVDT11	LVDT12	LVDT13	LVDT14	LVDT15
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-0,02	-0,04	-0,06	-0,06	-0,08	0,02	0,02	0,02
Pré-carga	4	-0,03	-0,04	-0,06	-0,06	-0,08	-0,03	0,04	0,02
Pré-carga	6	-0,05	-0,06	-0,10	-0,09	-0,13	-0,02	0,06	0,02
Pré-carga	8	-0,05	-0,06	-0,09	-0,08	-0,12	-0,07	0,09	0,03
Pré-carga	10	-0,06	-0,07	-0,11	-0,09	-0,14	-0,09	0,12	0,05
Pré-carga	12	-0,07	-0,07	-0,12	-0,10	-0,16	-0,13	0,17	0,08
Pré-carga	14	-0,08	-0,09	-0,15	-0,13	-0,19	-0,13	0,19	0,09
Pré-carga	16	-0,10	-0,11	-0,17	-0,14	-0,22	-0,15	0,22	0,11
Pré-carga	18	-0,11	-0,11	-0,19	-0,16	-0,24	-0,17	0,22	0,11
1	20	-0,12	-0,13	-0,22	-0,18	-0,27	-0,18	0,22	0,11
2	40	-0,25	-0,24	-0,41	-0,32	-0,49	-0,42	0,27	0,10
3	60	-0,37	-0,35	-0,60	-0,46	-0,72	-0,68	0,35	0,07
4	80	-0,50	-0,44	-0,82	-0,59	-0,98	-1,01	0,43	0,06
5	100	-0,65	-0,52	-1,10	-0,71	-1,30	-1,39	0,58	0,04
6	120	-0,77	-0,63	-1,39	-0,89	-1,68	-1,72	0,74	-0,00
7	140	-0,93	-0,75	-1,76	-1,08	-2,14	-2,12	0,95	-0,07
8	160	-1,08	-0,85	-2,11	-1,24	-2,58	-2,58	1,12	-0,13
9	180	-1,24	-0,96	-2,49	-1,45	-3,07	-3,02	1,28	-0,26
10	200	-1,39	-1,07	-2,85	-1,65	-3,53	-3,44	1,45	-0,37
11	220	-1,54	-1,18	-3,19	-1,83	-3,98	-3,89	1,59	-0,44
12	240	-1,68	-1,29	-3,53	-2,04	-4,44	-4,34	1,90	-0,59
13	260	-1,83	-1,40	-3,89	-2,25	-4,91	-4,77	2,03	-0,71
14	280	-1,98	-1,54	-4,26	-2,51	-5,40	-5,27	2,18	-0,86
15	300	-2,13	-1,67	-4,60	-2,75	-5,86	-5,71	2,50	-0,98
16	320	-2,27	-1,80	-4,95	-3,00	-6,34	-6,14	2,59	-1,15
17	340	-2,41	-1,93	-5,30	-3,23	-6,80	-6,56	2,72	-1,30
18	360	-2,54	-2,05	-5,61	-3,46	-7,23	-6,94	2,87	-1,42
19	380	-2,68	-2,19	-5,96	-3,70	-7,70	-7,37	2,96	-1,57
20	400	-2,82	-2,32	-6,31	-3,95	-8,16	-7,76	3,08	-1,78
21	420	-2,97	-2,49	-6,69	-4,26	-8,68	-8,16	3,19	-1,97
22	440	-3,09	-2,62	-7,01	-4,48	-9,12	-8,54	3,30	-2,13
23	460	-3,24	-2,77	-7,37	-4,76	-9,61	-8,96	3,22	-2,34
24	480	-3,36	-2,90	-7,68	-4,99	-10,02	-9,31	3,36	-2,44
25	500	-3,52	-3,08	-8,09	-5,32	-10,57	-9,77	3,48	-2,66

Tabela C.5 – Deslocamentos dos LVDT's de 01 a 07 de L3

Passos de carga	Carga	LVDT01	LVDT02	LVDT03	LVDT04	LVDT05	LVDT06	LVDT07
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-0,02	-0,01	-0,03	-0,03	-0,03	0,00	-0,02
Pré-carga	4	-0,03	-0,03	-0,06	-0,06	-0,05	0,00	-0,04
Pré-carga	6	-0,07	-0,08	-0,11	-0,11	-0,11	-0,01	-0,07
Pré-carga	8	-0,09	-0,09	-0,13	-0,14	-0,13	-0,01	-0,08
Pré-carga	10	-0,10	-0,11	-0,16	-0,16	-0,15	-0,01	-0,10
Pré-carga	12	-0,12	-0,13	-0,19	-0,20	-0,18	-0,01	-0,12
Pré-carga	14	-0,13	-0,14	-0,22	-0,22	-0,21	-0,01	-0,14
Pré-carga	16	-0,15	-0,15	-0,24	-0,25	-0,23	-0,01	-0,15
1	20	-0,17	-0,17	-0,27	-0,28	-0,26	-0,02	-0,17
2	40	-0,32	-0,41	-0,60	-0,62	-0,57	-0,06	-0,39
3	60	-0,50	-0,73	-1,04	-1,11	-1,01	-0,11	-0,64
4	80	-0,76	-1,17	-1,65	-1,77	-1,62	-0,14	-0,97
5	100	-1,08	-1,69	-2,33	-2,51	-2,31	-0,17	-1,35
6	120	-1,42	-2,22	-3,00	-3,26	-2,99	-0,21	-1,72
7	140	-1,77	-2,77	-3,71	-4,02	-3,69	-0,24	-2,12
8	160	-2,12	-3,32	-4,42	-4,77	-4,39	-0,27	-2,52
9	180	-2,47	-3,88	-5,14	-5,53	-5,08	-0,30	-2,93
10	200	-2,81	-4,40	-5,82	-6,21	-5,71	-0,32	-3,32
11	220	-3,20	-4,98	-6,55	-6,98	-6,42	-0,35	-3,76
12	240	-3,57	-5,54	-7,25	-7,70	-7,07	-0,37	-4,19
13	260	-4,01	-6,19	-8,01	-8,47	-7,76	-0,40	-4,71
14	280	-4,45	-6,83	-8,79	-9,28	-8,49	-0,43	-5,21
15	300	-4,96	-7,59	-9,67	-10,15	-9,24	-0,45	-5,80
16	320	-5,40	-8,23	-10,42	-10,92	-9,93	-0,48	-6,28
17	340	-5,88	-8,93	-11,24	-11,75	-10,66	-0,51	-6,82
18	360	-6,45	-9,77	-12,17	-12,68	-11,47	-0,55	-7,51
19	380	-6,88	-10,44	-12,94	-13,45	-12,15	-0,58	-8,07
20	400	-7,57	-11,50	-14,11	-14,57	-13,11	-0,62	-8,98
21	420	-8,10	-12,82	-15,52	-15,89	-14,22	-0,66	-10,18
22	440	-8,70	-14,20	-16,99	-17,25	-15,35	-0,69	-11,68
23	460	-10,23	-17,18	-19,81	-19,72	-17,32	-0,74	-14,65

Tabela C.6 – Deslocamentos dos LVDT's de 07 a 15 de L3

Passos de carga	Carga	LVDT08	LVDT09	LVDT10	LVDT11	LVDT12	LVDT13	LVDT14	LVDT15
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	0,00	-0,03	-0,03	-0,03	-0,04	0,00	0,02	0,00
Pré-carga	4	0,00	-0,05	-0,06	-0,05	-0,06	0,00	0,05	0,00
Pré-carga	6	0,00	-0,08	-0,11	-0,09	-0,12	0,00	0,02	-0,03
Pré-carga	8	0,00	-0,10	-0,14	-0,11	-0,15	0,00	-0,00	-0,06
Pré-carga	10	0,00	-0,12	-0,17	-0,14	-0,18	0,00	-0,01	-0,07
Pré-carga	12	0,00	-0,15	-0,20	-0,17	-0,22	0,00	-0,01	-0,09
Pré-carga	14	0,00	-0,17	-0,22	-0,19	-0,25	0,00	-0,02	-0,11
Pré-carga	16	0,00	-0,19	-0,25	-0,22	-0,28	0,00	-0,02	-0,13
1	20	-0,01	-0,21	-0,28	-0,24	-0,31	0,00	-0,02	-0,15
2	40	-0,12	-0,46	-0,61	-0,51	-0,66	0,00	0,13	-0,21
3	60	-0,34	-0,76	-1,07	-0,85	-1,16	-0,10	0,38	-0,28
4	80	-0,58	-1,15	-1,70	-1,29	-1,84	-0,66	0,69	-0,39
5	100	-1,17	-1,59	-2,41	-1,79	-2,61	-1,25	0,96	-0,64
6	120	-1,68	-2,05	-3,14	-2,31	-3,39	-1,89	1,23	-0,87
7	140	-2,23	-2,54	-3,90	-2,89	-4,20	-2,65	1,47	-1,16
8	160	-2,78	-3,03	-4,65	-3,48	-5,02	-3,36	1,71	-1,44
9	180	-3,33	-3,55	-5,40	-4,11	-5,85	-4,13	1,90	-1,76
10	200	-3,85	-4,06	-6,10	-4,74	-6,62	-4,89	2,06	-2,05
11	220	-4,42	-4,65	-6,90	-5,46	-7,49	-5,77	2,23	-2,38
12	240	-4,96	-5,20	-7,64	-6,12	-8,29	-6,59	2,40	-2,70
13	260	-5,59	-5,84	-8,44	-6,87	-9,12	-7,53	2,60	-3,06
14	280	-6,20	-6,48	-9,27	-7,63	-10,01	-8,51	2,75	-3,44
15	300	-6,92	-7,21	-10,17	-8,47	-10,92	-9,82	3,00	-3,85
16	320	-7,53	-7,84	-10,97	-9,22	-11,77	-10,87	3,20	-4,20
17	340	-8,19	-8,53	-11,82	-10,04	-12,65	-12,00	3,41	-4,58
18	360	-8,99	-9,42	-12,80	-11,06	-13,65	-13,33	3,690	-4,99
19	380	-9,64	-10,14	-13,62	-11,90	-14,47	-14,38	4,02	-5,25
20	400	-10,69	-11,31	-14,85	-13,25	-15,66	-16,04	4,43	-5,74
21	420	-12,06	-12,94	-16,33	-15,06	-17,05	-18,16	5,03	-6,30
22	440	-13,36	-14,67	-17,90	-16,98	-18,51	-20,27	5,64	-6,42
23	460	-16,27	-17,93	-20,84	-20,70	-21,06	-24,31	6,88	-6,42

Tabela C.7 – Deslocamentos dos LVDT's de 01 a 07 de L4

Passos de carga	Carga	LVDT01	LVDT02	LVDT03	LVDT04	LVDT05	LVDT06	LVDT07
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
Pré-carga	2	-0,03	-0,05	-0,07	-0,07	-0,07	0,00	-0,07
Pré-carga	8	-0,14	-0,18	-0,18	-0,19	-0,18	0,00	-0,14
Pré-carga	12	-0,18	-0,26	-0,30	-0,30	-0,27	-0,01	-0,24
1	20	-0,25	-0,33	-0,38	-0,38	-0,35	-0,01	-0,31
2	40	-0,60	-0,76	-0,88	-0,87	-0,78	-0,01	-0,67
3	60	-1,09	-1,43	-1,67	-1,65	-1,48	-0,01	-1,19
4	80	-1,71	-2,26	-2,66	-2,64	-2,36	-0,01	-1,83
5	100	-1,85	-3,01	-3,55	-3,55	-3,18	-0,01	-2,39
6	120	-2,35	-3,91	-4,63	-4,62	-4,16	-0,01	-3,08
7	140	-2,81	-4,89	-5,73	-5,70	-5,11	-0,01	-3,87
8	160	-3,25	-5,79	-6,73	-6,69	-6,01	-0,01	-4,56
9	180	-3,75	-6,52	-7,76	-7,71	-6,92	-0,02	-5,28
10	200	-4,21	-7,46	-8,83	-8,76	-7,87	-0,02	-6,06
11	220	-4,72	-8,34	-9,81	-9,73	-8,73	-0,02	-6,78
12	240	-5,30	-9,31	-10,89	-10,77	-9,65	-0,02	-7,58
13	260	-5,77	-10,30	-11,97	-11,83	-10,58	-0,02	-8,40
14	270	-6,28	-11,13	-12,88	-12,70	-11,32	-0,02	-9,14
15	280	-6,74	-11,47	-13,25	-13,06	-11,63	-0,02	-9,39
16	300	-7,14	-12,56	-14,41	-14,16	-12,60	-0,02	-10,30
17	320	-7,75	-14,13	-16,05	-15,70	-13,91	-0,02	-11,77
18	340	-8,37	-15,13	-17,10	-16,66	-14,72	-0,02	-12,67
19	360	-8,92	-16,02	-17,98	-17,53	-15,49	-0,02	-13,85
20	390	-9,62	-15,45	-18,55	-18,13	-16,06	-0,02	-15,06

Tabela C.8 – Deslocamentos dos LVDT's de 07 a 15 de L4

Passos de carga	Carga	LVDT08	LVDT09	LVDT10	LVDT11	LVDT12	LVDT13	LVDT14	LVDT15
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pré-carga	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pré-carga	2	-0,07	-0,09	0,00	-0,11	-0,13	-0,016	-0,04	0,00
Pré-carga	8	-0,15	-0,13	-0,06	-0,13	-0,17	-0,32	0,10	0,00
Pré-carga	12	-0,27	-0,27	-0,20	-0,30	-0,35	-0,31	0,03	-0,00
1	20	-0,34	-0,35	-0,28	-0,38	-0,44	-0,40	0,04	-0,03
2	40	-0,76	-0,73	-0,77	-0,80	-0,94	-0,97	0,17	-0,16
3	60	-1,41	-1,31	-1,56	-1,42	-1,75	-1,78	0,41	-0,38
4	80	-2,22	-2,01	-2,55	-2,18	-2,77	-2,77	0,71	-0,72
5	100	-2,91	-2,61	-3,41	-2,81	-3,65	-3,78	0,98	-1,01
6	120	-3,76	-3,38	-4,46	-3,65	-4,72	-4,97	1,28	-1,45
7	140	-4,72	-4,32	-5,56	-4,70	-5,88	-6,20	1,52	-1,95
8	160	-5,56	-5,10	-6,54	-5,56	-6,91	-7,36	1,72	-2,42
9	180	-6,44	-5,95	-7,55	-6,51	-7,98	-8,59	1,96	-2,89
10	200	-7,37	-6,85	-8,61	-7,53	-9,12	-9,85	2,16	-3,42
11	220	-8,23	-7,70	-9,58	-8,49	-10,16	-11,03	2,36	-3,88
12	240	-9,19	-8,66	-10,65	-9,58	-11,27	-12,41	2,60	-4,42
13	260	-10,17	-9,64	-11,72	-10,71	-12,41	-13,81	2,83	-4,98
14	270	-11,05	-10,60	-12,65	-11,81	-13,43	-14,79	2,91	-5,54
15	280	-11,34	-10,87	-12,98	-12,08	-13,72	-15,41	3,05	-5,68
16	300	-12,43	-11,97	-14,13	-13,32	-14,90	-16,98	3,35	-6,23
17	320	-14,10	-13,82	-15,85	-15,44	-16,76	-18,87	3,67	-7,15
18	340	-15,11	-14,92	-16,88	-16,64	-17,81	-20,36	3,94	-7,80
19	360	-16,01	-15,81	-17,72	-17,61	-18,67	-22,04	4,34	-8,12
20	390	-17,16	-16,37	-19,12	-18,34	-19,47	2,88	4,66	-8,23

APÊNDICE D – CÁLCULO DAS PREVISÕES NORMATIVAS

ABNT NBR 6118/2003:

- **Tensão atuante:**

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u^*d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{p1} \cdot d} = \frac{F_{Sd}}{u^*d} + \frac{K_1 \cdot (M_{Sd} - M_{Sd}^*)}{W_{p1} \cdot d} = \frac{F_{Sd}}{u^*d} + \frac{K_1 \cdot F_{Sd} \cdot (e - e^*)}{W_{p1} \cdot d}$$

$$\tau_{Sd} = F_{Sd} \cdot \left(\frac{1}{u^*d} + \frac{K_1 \cdot (e - e^*)}{W_{p1} \cdot d} \right)$$

$$F_{Sd} = \frac{\tau_{Sd}}{\left(\frac{1}{u^*d} + \frac{K_1 \cdot (e - e^*)}{W_{p1} \cdot d} \right)}$$

Sendo τ_{Sd} a tensão máxima possível, assume o menor valor entre as tensões resistentes nas superfícies críticas C e C'.

Assim:

- **Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C:**

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot \left(\frac{f_{ck}}{1,4} \right)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{45,12}{250} \right) \cdot \left(\frac{45,12}{1,4} \right) = 7,13 \text{ MPa}$$

- **Verificação na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção:**

$$\tau_{Rd1} = 0,18 \cdot (1 + \sqrt{20/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,18 \cdot (1 + \sqrt{20/15,16}) \cdot (100 \cdot 0,0075 \cdot 45,12)^{1/3} = 1,26 \text{ MPa}$$

Como $M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd1*}) \geq 0$, para todos os casos:

$$F_{sd} = \frac{1,26 \cdot 10^{-1} \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1}{155,27 \cdot 15,16}\right)} = 295,21 \text{ kN}$$

Assim:

Para a Laje L1 (e = + 300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 + 30 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{170} = 0,71 \cdot P$$

$$P = \frac{R1}{0,71} = \frac{295,21}{0,71} = 415,79 \text{ kN}$$

Para a Laje L2 (e = 0):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{200} = 0,60 \cdot P$$

$$P = \frac{R1}{0,60} = \frac{295,21}{0,60} = 492,02 \text{ kN}$$

Para a Laje L3 (e = -300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 - 30 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{230} = 0,52 \cdot P$$

$$P = \frac{295,21}{0,52} = 567,71 \text{ kN}$$

Para a Laje L4 (e = -400 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 - 40 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{240} = 0,50 \cdot P$$

$$P = \frac{295,21}{0,50} = 590,42 \text{ kN}$$

EUROCODE 2:2004:

- **Tensão atuante:**

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i d} + k \cdot M_{Ed} \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i d} + k \cdot V_{Ed} \cdot e \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{u_i d} + k \cdot e \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d} \right)$$

$$V_{Ed} = \frac{v_{Ed}}{\left(\frac{1}{u_i d} + k \cdot e \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d}\right)}$$

Sendo v_{Ed} a tensão máxima possível, assume o valor da tensão resistente.

- **Tensão resistente:**

$$v_{Rd,c} = 0,18 \cdot (1 + \sqrt{20/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,18 \cdot (1 + \sqrt{20/15,16}) \cdot (100 \cdot 0,0075 \cdot 45,12)^{1/3} = 1,26 \text{ MPa}$$

Para a Laje L1 (e = + 300 mm):

$$F_{Sd} = \frac{1,26 \cdot 10^{-1} \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1}{155,25 \cdot 15,16} + \frac{0,6 \cdot 30 \cdot 185,25}{5078 \cdot 155,25 \cdot 15,16}\right)} = 178,18 \text{ kN}$$

Para a Laje L2 (e = 0), L3 (e = -300 mm) e Laje L4 (e = -400 mm):

$$F_{Sd} = \frac{1,26 \cdot 10^{-1} \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1}{185,25 \cdot 15,16}\right)} = 352,26 \text{ kN}$$

Assim:

Para a Laje L1 (e = + 300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 + 30 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{170} = 0,71 \cdot P$$

$$P = \frac{R1}{0,71} = \frac{178,18}{0,71} = 250,96 \text{ kN}$$

Para a Laje L2 (e = 0):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{200} = 0,60 \cdot P$$

$$P = \frac{R1}{0,60} = \frac{352,26}{0,60} = 587,10 \text{ kN}$$

Para a Laje L3 (e = -300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 - 30 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{230} = 0,53 \cdot P$$

$$P = \frac{352,26}{0,52} = 677,42 \text{ kN}$$

Para a Laje L4 (e = -400 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 - 40 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{240} = 0,50 \cdot P$$

$$P = \frac{352,26}{0,50} = 704,52 \text{ kN}$$

ACI 318:2008:

Para lajes ou apoios de concreto armado, V_c deve ser o menor entre Equações, em kN:

$$V_{c1} = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{1}{6} = 1225,24 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{1}{12} = 590,15 \text{ kN}$$

$$V_{c3} = 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{1}{3} = 408,41 \text{ kN}$$

Logo $V_c = 408,41 \text{ kN}$.

- **Tensão atuante:**

A Figura D.1 ilustra o perímetro crítico segundo o ACI 318:2008.

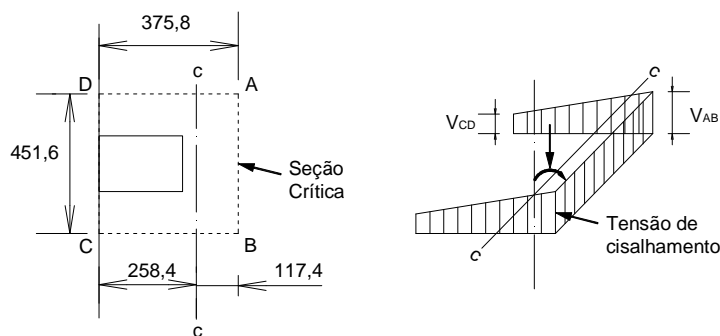


Figura D.1 – Seção crítica e sua distribuição da tensão de cisalhamento – ACI 318:2008

Em relação à face interna do perímetro crítico:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot c_{AB}}{J_c}$$

Em relação à borda da laje:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v \cdot M_u \cdot c_{CD}}{J_c}$$

Assim:

$$V_u = \frac{v_u}{\frac{1}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot e \cdot c_{AB}}{J_c}}$$

ou

$$V_u = \frac{v_u}{\frac{1}{A_c} - \frac{\gamma_v \cdot e \cdot c_{CD}}{J_c}}$$

- **Tensão resistente:**

$$v_c = \frac{V_c}{b_0 \cdot d} = \frac{408,41}{120,32 \cdot 15,16} = 0,224 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto, V_u vale:

Para os casos em que a excentricidade do apoio sob o pilar em relação ao centro do pilar for interna e maior que a excentricidade do perímetro de controle crítico em relação ao centro do pilar:

$$V_u = \frac{0,224}{\frac{1}{1824,05} + \frac{0,38 \cdot e \cdot 11,74}{306911,78}}$$

Para os casos em que a excentricidade do apoio sob o pilar em relação ao centro do pilar for menor que a excentricidade do perímetro de controle crítico em relação ao centro do pilar:

$$V_u = \frac{0,224}{\frac{1}{1824,05} - \frac{0,38 \cdot e \cdot 25,84}{306911,78}}$$

As excentricidades consideradas nestas expressões são tomadas em relação ao centróide do perímetro de controle, sendo positivas quando estiverem na direção interna a este centróide, e negativas quando estiverem na direção externa.

Assim:

Para a Laje L1 (e = + 300 mm):

$$F_{sd} = \frac{0,224}{\frac{1}{1824,05} + \frac{0,38 \cdot (30 - 10,8) \cdot 11,74}{306911,78}} = 270,75 \text{ kN}$$

Para a Laje L2 (e = 0):

$$F_{sd} = \frac{0,224}{\frac{1}{1824,05} - \frac{0,38 \cdot (-10,8) \cdot 25,84}{306911,78}} = 250,63 \text{ kN}$$

Para a Laje L3 (e = -300 mm):

$$F_{sd} = \frac{0,224}{\frac{1}{1824,05} - \frac{0,38 \cdot -(30 + 10,8) \cdot 25,84}{306911,78}} = 120,85 \text{ kN}$$

Para a Laje L4 (e = -400 mm):

$$F_{sd} = \frac{0,224}{\frac{1}{1824,05} - \frac{0,38 \cdot -(40 + 10,8) \cdot 25,84}{306911,78}} = 103,06 \text{ kN}$$

Logo:

Para a Laje L1 (e = + 300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80.\frac{P}{2} + 160.\frac{P}{2} - 200.R1 + 30.R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120.P}{170} = 0,71.P$$

$$P = \frac{R1}{0,71} = \frac{270,75}{0,71} = 381,34 \text{ kN}$$

Para a Laje L2 (e = 0):

$$\sum Fy = 0$$

$$2.\frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80.\frac{P}{2} + 160.\frac{P}{2} - 200.R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120.P}{200} = 0,60.P$$

$$P = \frac{R1}{0,60} = \frac{250,63}{0,60} = 417,72 \text{ kN}$$

Para a Laje L3 (e = -300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2.\frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80.\frac{P}{2} + 160.\frac{P}{2} - 200.R1 - 30.R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120.P}{230} = 0,53.P$$

$$P = \frac{120,85}{0,52} = 232,40 \text{ kN}$$

Para a Laje L4 (e = -400 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 - 40 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{240} = 0,50 \cdot P$$

$$P = \frac{103,06}{0,50} = 206,12 \text{ kN}$$

EXTRAPOLAÇÕES ADMITIDAS AO EUROCODE 2:2004 (OU DISPOSIÇÕES DA ABNT NBR 6118:2003 CONSIDERANDO $M_{SD1} = (M_{SD} - M_{SD1*}) \geq 0$, TAL QUE A DISTÂNCIA DO APOIO SOB O PILAR AO CENTRÓIDE DO PERÍMETRO CRÍTICO, SEJA TOMADA COM VALOR POSITIVO, SENDO A EXCENTRICIDADE EXTERNA OU INTERNA):

- **Tensão atuante:**

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i d} + k \cdot M_{Ed} \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i d} + k \cdot V_{Ed} \cdot e \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{u_i d} + k \cdot e \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d} \right)$$

$$V_{Ed} = \frac{v_{Ed}}{\left(\frac{1}{u_i d} + k \cdot e \cdot \frac{u_1}{W_1 \cdot u_i d} \right)}$$

Sendo v_{Ed} a tensão máxima possível, assume o valor da tensão resistente.

- **Tensão resistente:**

$$v_{Rd,c} = 0,18 \cdot (1 + \sqrt{20/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,18 \cdot (1 + \sqrt{20/15,16}) \cdot (100 \cdot 0,0075 \cdot 45,12)^{1/3} = 1,26 \text{ MPa}$$

Assim:

A Figura D.2 ilustra as dimensões do perímetro de controle e a distância deste ao centro do pilar, além das divisões feitas (4 partes) para o cálculo de W_1 .

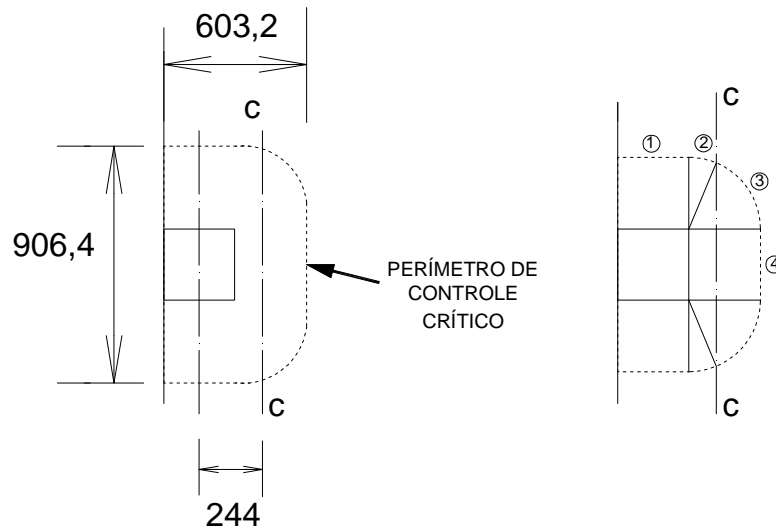


Figura D.2 – Dimensões do perímetro de controle e divisões para o cálculo de W_1

Então, o perímetro de controle é composto por 2 partes 1, 2 partes 2, 2 partes 3 e 1 parte 4.

Parte 1: $W_1 = 2.300.244 = 146400 \text{ mm}^2$.

Parte2: $W_1 = 2.91.48,8 = 8882 \text{ mm}^2$.

Parte 3: $W_1 = 742.128 = 94976 \text{ mm}^2$.

Parte 4: $W_1 = 300.200 = 60000 \text{ mm}^2$.

Total: $W_1 = 310258 \text{ mm}^2$

Assim:

Para a Laje L1 ($e = + 300 \text{ mm}$):

$$F_{sd} = \frac{1,26 \cdot 10^{-1} \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1}{155,25 \cdot 15,16} + \frac{0,6 \cdot (30 - 24,4) \cdot 185,25}{3102,58 \cdot 155,25 \cdot 15,16} \right)} = 247,00 \text{ kN}$$

Para a Laje L2 ($e = 0$):

$$F_{sd} = \frac{1,26 \cdot 10^{-1} \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1}{185,25 \cdot 15,16} + \frac{0,6 \cdot (24,4) \cdot 185,25}{3102,58 \cdot 185,25 \cdot 15,16} \right)} = 188,81 \text{ kN}$$

Para a Laje L3 (e = -300 mm):

$$F_{sd} = \frac{1,26 \cdot 10^{-1} \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1}{185,25 \cdot 15,16} + \frac{0,6 \cdot (30 + 24,4) \cdot 185,25}{3102,58 \cdot 185,25 \cdot 15,16} \right)} = 120,00 \text{ kN}$$

Para a Laje L4 (e = -400 mm):

$$F_{sd} = \frac{1,26 \cdot 10^{-1} \text{ kN/cm}^2}{\left(\frac{1}{185,25 \cdot 15,16} + \frac{0,6 \cdot (40 + 24,4) \cdot 185,25}{3102,58 \cdot 185,25 \cdot 15,16} \right)} = 107,00 \text{ kN}$$

Logo:

Para a Laje L1 (e = + 300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 + 30 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{170} = 0,71 \cdot P$$

$$P = \frac{R1}{0,71} = \frac{247,00}{0,71} = 347,89 \text{ kN}$$

Para a Laje L2 (e = 0):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{200} = 0,60 \cdot P$$

$$P = \frac{R1}{0,60} = \frac{188,81}{0,60} = 314,68 \text{ kN}$$

Para a Laje L3 (e = -300 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 - 30 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{230} = 0,53 \cdot P$$

$$P = \frac{120,00}{0,52} = 230,77 \text{ kN}$$

Para a Laje L4 (e = -400 mm):

$$\sum Fy = 0$$

$$2 \cdot \frac{P}{2} = R1 + R2$$

$$\sum M2 = 0$$

$$80 \cdot \frac{P}{2} + 160 \cdot \frac{P}{2} - 200 \cdot R1 - 40 \cdot R1 = 0$$

$$R1 = \frac{120 \cdot P}{240} = 0,50 \cdot P$$

$$P = \frac{107,00}{0,50} = 214,00 \text{ kN}$$