

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PILARES  
BIRROTULADOS DE CONCRETO ARMADO  
SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL**

**CARLOS EDUARDO LUNA DE MELO**

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS  
E CONSTRUÇÃO CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PILARES**  
**BIRROTULADOS DE CONCRETO ARMADO**  
**SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL**

**CARLOS EDUARDO LUNA DE MELO**

**ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO**

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.TD-006A/09**

**BRASÍLIA/DF: OUTUBRO – 2009**

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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PILARES  
BIRROTULADOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A  
FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL**

**ENG.º CARLOS EDUARDO LUNA DE MELO**

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

APROVADA POR:

---

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

---

**Prof. Yosiaki Nagato, DSc (UnB)**  
(Examinador Interno)

---

**Prof. José Luis Vital de Brito, DSc (UnB)**  
(Examinador Interno)

---

**Prof. Ronaldson José de França Mendes Carneiro, DSc (UFPA)**  
(Examinador Externo)

---

**Prof. José Samuel Giongo, DSc (USP)**  
(Examinador Externo)

**BRASÍLIA/DF, 22 DE OUTUBRO DE 2009**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

MELO, CARLOS EDUARDO LUNA DE	
Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos a Flexo-Compressão Normal. [Distrito Federal] 2009.	
xxv, 415p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2009).	
Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Concreto Armado	2. Flexo-Compressão Normal
3. Pilares Birrotulados	4. Análise Experimental e Numérica
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

MELO, C. E. L. (2009). Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos a Flexo-Compressão Normal. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.TD-006A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 415p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: Carlos Eduardo Luna de Melo

TÍTULO: Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos a Flexo-Compressão Normal

GRAU: Doutor      ANO: 2009

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

---

Carlos Eduardo Luna de Melo

À minha esposa Cíntia  
e ao meu filho Eduardo.

## **AGRADECIMENTOS**

A DEUS, a luz que ilumina os meus passos, pela saúde e dom da vida, e aos meus pais, familiares e amigos, pelo incentivo e apoio à realização deste trabalho;

Ao Professor Guilherme Sales S. de A. Melo, pela oportunidade, ensinamentos transmitidos, orientação segura, motivação e apoio constante para a realização deste trabalho;

Ao Professor Yosiaki Nagato, pela disponibilidade, dedicação, importante auxílio no programa experimental e grande contribuição para a elaboração deste trabalho;

Ao Professor Ronaldson Carneiro, pelo importante auxílio nas verificações dos modelos numéricos e ensinamentos;

Ao Professor da graduação, Gulielmo Viana Dantas, pela motivação e incentivo em realizar atividades científicas;

Ao amigo Galileu Silva Santos, pela ajuda fundamental durante a etapa de fabricação e ensaios dos pilares das Séries 2 e 3, e pela importante troca de conhecimentos durante a pesquisa;

Aos amigos: Paulo Ribeiro, Helder Pontes, Maurício Pina, Marcos Honorato, pelo auxílio nos ensaios dos pilares;

A Delane Palácio, pela confiança e importante auxílio nos momentos mais difíceis;

Aos técnicos: Leonardo, Magno, Severino e Xavier pela colaboração na realização dos ensaios;

A todos os professores e alunos do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília, pela importante convivência e ensinamentos transmitidos;

Ao CNPq, pelo suporte financeiro durante o período do Doutorado.

## RESUMO

Trata-se de um estudo experimental e numérico do comportamento até a ruína de pilares birrotulados de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal. Foram ensaiados 24 pilares, sendo 10 com 3,0 m, 7 com 2,5 m e 7 com 2,0 m de altura. Os pilares possuíam seção transversal de 250 mm x 120 mm, resistência do concreto em torno de 40 MPa, e taxa geométrica de armadura longitudinal de 1,57 %. A principal variável foi a excentricidade da força aplicada na direção de menor inércia da seção transversal.

Resultados de forças últimas e tipos de ruína, fissuração, deslocamentos horizontais, deformações do concreto e da armadura são apresentados e analisados, juntamente com as estimativas calculadas por dois programas computacionais adaptados para o tipo de ensaio realizado.

Os pilares com força centrada apresentaram ruína brusca com ruptura do concreto na região central dos pilares, com um pilar apresentando ruína na região do consolo. Os demais pilares apresentaram ruína por flexo-compressão na região central dos pilares. O sistema de ensaio mostrou-se adequado, sendo recomendado para ensaios futuros. Uma curva de tendência de forma exponencial para a força última relativa ( $v = F_u / (bhf_c)$ ) em função da excentricidade relativa ( $e/h$ ) foi determinada, apresentando um bom ajuste aos resultados dos pilares analisados.

Os resultados numéricos estimados pelos programas se aproximaram bem dos resultados experimentais, sendo adequada a sua utilização na verificação de elementos birrotulados submetidos a flexão composta normal, possuindo pelo menos um eixo de simetria.

Foram determinadas funções de forma polinomiais do terceiro grau para a determinação da força de ruína de pilares com índices de esbeltez de 92,7, 71,5 e 52,2 e taxas mecânicas de armadura iguais a 0,196 e 0,131.

Os métodos aproximados para a determinação dos efeitos de segunda ordem da ABNT NBR 6118:2003 apresentaram excelentes resultados de estimativa da força última em relação à força última experimental, apresentando uma relação  $F_u / F_{u,NBR}$  próxima à unidade. Os métodos aproximados do ACI 318:2002 e MC-CEB (1990) apresentaram resultados subestimados de resistência dos pilares, em relação aos pilares testados.

## ABSTRACT

This work presents experimental and numerical studies of reinforced concrete columns under combined axial load and bending. Experimental analyses were conducted in twenty four specimens, with dimensions classified as: ten with three meters height, seven with two and a half meters height, and seven with two meters height. The analyzed columns had rectangular cross sections, with dimensions of 250 x 120 mm. All the specimens had a concrete strength under compression of approximately 40 MPa, with a longitudinal reinforcement ratio of 1.57 %. The load eccentricity, applied at the minor inertia direction, was considered as the major variable in the experiments.

Results of ultimate loads, failure types, cracking distribution, horizontal displacements, concrete and reinforcement strains are presented and analyzed, along with results obtained with two computer programs, with modified parameters matching the conducted tests.

Fragile failures were observed in the columns under compression. In the remaining specimens, concrete rupture with a combined axial load and bending occurred at the mid span. The test setup was proven to be adequate and it is recommended for future studies. An exponential estimative for the ultimate relative load was achieved, being a function of the relative eccentricity, providing a good agreement with the analyzed results.

Numerical results achieved with the computer programs provide a good estimative of the experimental values and are recommended for analyses of structural elements having at least one symmetry axis, under combined axial load and bending.

Polynomial approximations of the third degree for the ultimate load of columns with slenderness ratios of 92.7, 71.5 and 52.5, with reinforcement ratios of 0.196 and 0.131 were established.

Simplified methods of second order analysis of design code ABNT NBR 6118:2003 present a good estimative of the ultimate load, providing ratios close the unity when compared to experimental values, while approximate methods of ACI 318:2002 and MC-CEB (1990) codes underestimate these values.



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.3	METODOLOGIA DE TRABALHO	3
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	3
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>5</b>
2.1	INTRODUÇÃO	5
2.2	DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2003	7
2.2.1	Características Geométricas	7
2.2.2	Esbeltez	8
2.2.3	Excentricidade Acidental	10
2.2.4	Determinação dos Efeitos Locais de Segunda Ordem	13
2.2.5	Armaduras Longitudinais e Transversais	15
2.2.6	Dimensionamento de Elementos Lineares	17
2.2.7	Flexo-compressão com Grande Excentricidade (Domínios 2-3-4-4a)	19
2.2.8	Flexo-Compressão com Pequena Excentricidade (Domínio 5)	23
2.3	MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA A CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	25
2.3.1	ABNT NBR 6118:2003	25
2.3.2	MC- CEB (1990)	27
2.3.3	ACI 318:2002	28
2.4	PESQUISAS REALIZADAS SOBRE PILARES SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL	28
2.4.1	HOGNESTAD (1951)	28
2.4.2	IBRAHIM & MACGREGOR (1996)	36
2.4.3	VANDERLEI (1999)	40
2.4.4	ADORNO (2004)	44
2.4.5	ARAÚJO (2004)	50
2.4.6	DANTAS (2006)	54
2.4.7	GALANO e VIGNOLI (2008)	61
2.4.8	LIN <i>et al.</i> (2008)	65
2.4.9	NAGATO (1987)	67
2.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	68
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>71</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	71
3.2	DESCRIÇÃO DOS PILARES	71
3.2.1	Dimensões e Nomenclatura dos Pilares	71
3.2.2	Arranjo das Armaduras	73
3.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	74
3.3.1	Concreto	74
3.3.2	Aço	75
3.4	MOLDAGEM DOS PILARES	76
3.4.1	Formas dos Pilares	76
3.4.2	Concretagem dos Pilares	78
3.5	INSTRUMENTAÇÃO	81
3.5.1	Instrumentação da Armadura Longitudinal	81

3.5.2	Instrumentação do Concreto	84
3.5.3	Medição dos Deslocamentos	86
3.5.4	Marcação das Fissuras	88
3.5.5	Instrumentação das Forças	89
3.6	<b>METODOLOGIA DOS ENSAIOS</b>	89
3.6.1	Estrutura de Reação	89
3.6.2	Fixação das Rótulas nas Extremidades dos Pilares	90
3.6.3	Posicionamento dos Pilares na Estrutura de Reação	92
3.6.4	Sistema de Aplicação de Força e Vinculação	94
3.6.5	Sistema de Aquisição de Dados	94
<b>4</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE</b>	<b>97</b>
4.1	<b>CONCRETO</b>	97
4.1.1	Módulo de Elasticidade do Concreto	99
4.1.2	Resistência à Tração do Concreto	100
4.1.3	Resistência à Compressão do Concreto	101
4.2	<b>ARMADURA</b>	101
4.2.1	Ensaio à Tração da Armadura	101
4.3	<b>FISSURAÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS</b>	102
4.4	<b>FORÇAS DE RUÍNA DOS PILARES ENSAIADOS</b>	110
4.5	<b>MODOS DE RUÍNA DOS PILARES ENSAIADOS</b>	117
4.5.1	Série 1	118
4.5.2	Série 2	119
4.5.3	Série 3	120
4.6	<b>DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS</b>	121
4.6.1	Pilar PFN 0-3	122
4.6.2	Pilar PFN 6-3	124
4.6.3	Pilar PFN 12-3	125
4.6.4	Pilar PFN 15-3	127
4.6.5	Pilar PFN 18-3	129
4.6.6	Pilar PFN 24-3	130
4.6.7	Pilar PFN 30-3	132
4.6.8	Pilar PFN 40-3	134
4.6.9	Pilar PFN 50-3	136
4.6.10	Pilar PFN 60-3	138
4.6.11	Pilar PFN 0-2,5	140
4.6.12	Pilar PFN 15-2,5	142
4.6.13	Pilar PFN 24-2,5	144
4.6.14	Pilar PFN 30-2,5	145
4.6.15	Pilar PFN 40-2,5	147
4.6.16	Pilar PFN 50-2,5	149
4.6.17	Pilar PFN 60-2,5	150
4.6.18	Pilar PFN 0-2	152
4.6.19	Pilar PFN 15-2	155
4.6.20	Pilar PFN 24-2	156
4.6.21	Pilar PFN 30-2	158
4.6.22	Pilar PFN 40-2	159
4.6.23	Pilar PFN 50-2	161
4.6.24	Pilar PFN 60-2	162
4.6.25	Pilares Agrupados por Série	164

4.7	DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	167
4.7.1	Pilar PFN 0-3	168
4.7.2	Pilar PFN 6-3	169
4.7.3	Pilar PFN 12-3	171
4.7.4	Pilar PFN 15-3	172
4.7.5	Pilar PFN 18-3	174
4.7.6	Pilar PFN 24-3	175
4.7.7	Pilar PFN 30-3	177
4.7.8	Pilar PFN 40-3	179
4.7.9	Pilar PFN 50-3	180
4.7.10	Pilar PFN 60-3	182
4.7.11	Pilar PFN 0-2,5	184
4.7.12	Pilar PFN 15-2,5	186
4.7.13	Pilar PFN 24-2,5	187
4.7.14	Pilar PFN 30-2,5	189
4.7.15	Pilar PFN 40-2,5	190
4.7.16	Pilar PFN 50-2,5	192
4.7.17	Pilar PFN 60-2,5	193
4.7.18	Pilar PFN 0-2	195
4.7.19	Pilar PFN 15-2	196
4.7.20	Pilar PFN 24-2	198
4.7.21	Pilar PFN 30-2	199
4.7.22	Pilar PFN 40-2	201
4.7.23	Pilar PFN 50-2	202
4.7.24	Pilar PFN 60-2	204
4.7.25	Pilares Agrupados por Série	205
4.8	DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS EXTREMIDADES DOS PILARES	208
4.8.1	Deslocamento do Ponto de Aplicação de Força dos Pilares Ensaçados	224
4.8.2	Rotações nas Extremidades dos Pilares Ensaçados	226
4.9	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	227
4.9.1	Pilar PFN 0-3	227
4.9.2	Pilar PFN 6-3	228
4.9.3	Pilar PFN 12-3	229
4.9.4	Pilar PFN 15-3	230
4.9.5	Pilar PFN 18-3	231
4.9.6	Pilar PFN 24-3	232
4.9.7	Pilar PFN 30-3	233
4.9.8	Pilar PFN 40-3	234
4.9.9	Pilar PFN 50-3	236
4.9.10	Pilar PFN 60-3	237
4.9.11	Pilar PFN 0-2,5	238
4.9.12	Pilar PFN 15-2,5	239
4.9.13	Pilar PFN 24-2,5	240
4.9.14	Pilar PFN 30-2,5	241
4.9.15	Pilar PFN 40-2,5	242
4.9.16	Pilar PFN 50-2,5	242
4.9.17	Pilar PFN 60-2,5	243
4.9.18	Pilar PFN 0-2	244
4.9.19	Pilar PFN 15-2	245
4.9.20	Pilar PFN 24-2	246

4.9.21	Pilar PFN 30-2	247
4.9.22	Pilar PFN 40-2	248
4.9.23	Pilar PFN 50-2	249
4.9.24	Pilar PFN 60-2	250
4.9.25	Pilares Agrupados por Série	251
4.10	CONSIDERAÇÕES SOBRE O SISTEMA DE ENSAIO	254
<b>5</b>	<b>MODELOS NUMÉRICOS</b>	<b>257</b>
5.1	INTRODUÇÃO	257
5.2	PROGRAMA CACODI	257
5.2.1	Considerações iniciais	257
5.2.2	Relações constitutivas adotadas no programa CACODI	258
5.2.3	Processo de cálculo	263
5.3	PROGRAMA FLECO2C	265
5.3.1	Sub-rotina SECORDER	267
5.4	PROGRAMA FLECO2H	270
<b>6</b>	<b>COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM AS ESTIMATIVAS DOS MODELOS NUMÉRICOS E PROCESSOS APROXIMADOS DAS NORMAS</b>	<b>275</b>
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	275
6.2	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DA PRESENTE PESQUISA COM AS ESTIMATIVAS DOS PROGRAMAS FLECO2C E FLECO2H	275
6.2.1	Forças de Fissuração	275
6.2.2	Forças Últimas	278
6.2.3	Deformações nas Armaduras	280
6.2.4	Deformações no Concreto	297
6.2.5	Deslocamentos Horizontais	314
6.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008), COM AS ESTIMATIVAS DOS PROGRAMAS FLECO2C E FLECO2H	331
6.3.1	Força de Ruína	331
6.3.2	Força de Fissuração	335
6.3.3	Deslocamentos Horizontais	336
6.4	INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE	346
6.5	ANÁLISE PARAMÉTRICA	347
6.5.1	Equações para a determinação da força de ruína dos pilares	347
6.5.2	Discretização adequada dos pilares	350
6.6	ESTIMATIVAS DA FORÇA DE RUÍNA PELAS NORMAS ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2002 E MC- CEB (1990)	352
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b>	<b>359</b>
7.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	359
7.2	INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE E DA ESBELTEZ	360
7.3	FORÇAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUÍNA	361
7.4	MODELOS NUMÉRICOS	362
7.5	COMPARAÇÃO DAS FORÇAS DE RUÍNA PELOS PROCESSOS APROXIMADOS DAS NORMAS	365
7.6	SISTEMA DE ENSAIO	366
7.7	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	367

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>369</b>
<b>ANEXO A - DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL DO PONTO DE APLICAÇÃO DE FORÇA E DAS ROTAÇÕES DAS EXTREMIDADES DOS PILARES</b>	<b>375</b>
<b>ANEXO B – CÁLCULO DA FORÇA DE FISSURAÇÃO DOS PILARES SOB FORÇA CENTRADA</b>	<b>377</b>
<b>ANEXO C – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E CONCRETO</b>	<b>379</b>
<b>ANEXO D – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS</b>	<b>395</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ (ABNT NBR 6118:2003)	7
Tabela 2.2 – Métodos de cálculo em função da esbeltez do pilar (ABNT NBR 6118:2003)	9
Tabela 2.3 – Características das armaduras dos pilares ensaiados – HOGNESTAD (1951)	29
Tabela 2.4 – Resultados dos ensaios do Grupo I – HOGNESTAD (1951)	31
Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios do Grupo II – HOGNESTAD (1951)	32
Tabela 2.6 – Resultados dos ensaios do Grupo III – HOGNESTAD (1951)	33
Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios do Grupo IV – HOGNESTAD (1951)	34
Tabela 2.8 – Propriedades dos modelos ensaiados - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)	38
Tabela 2.9 – Características dos modelos – VANDERLEI (1999)	40
Tabela 2.10 – Resultados experimentais – VANDERLEI (1999)	43
Tabela 2.11 – Características e identificação dos pilares ensaiados – ADORNO (2004)	46
Tabela 2.12 – Resultados experimentais – ADORNO (2004)	49
Tabela 2.13 – Características e identificação dos pilares ensaiados – ARAÚJO (2004)	51
Tabela 2.14 – Resultados experimentais – ARAÚJO (2004)	53
Tabela 2.15 – Características dos pilares ensaiados – DANTAS (2006)	56
Tabela 2.16 – Força última e modos de ruína – DANTAS (2006)	58
Tabela 2.17 – Resultados dos pilares - GALANO e VIGNOLI (2008)	64
Tabela 3.1 – Características dos Pilares Ensaçados	73
Tabela 3.2 - Materiais utilizados para fabricação do concreto	75
Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas exigidas da armadura utilizada	76
Tabela 3.4 – Características de massa e seção da armadura utilizada (fabricante)	76
Tabela 4.1 – Resultados experimentais do concreto	98
Tabela 4.2 – Características mecânicas da armadura passiva utilizada	102
Tabela 4.3 – Características do concreto, forças referente à primeira fissura observada ( $F_r$ ) e força última dos pilares ( $F_u$ )	103
Tabela 4.4 – Forças de ruína dos pilares ensaiados	110
Tabela 4.5 – Forças últimas e modos de ruína dos pilares ensaiados	117
Tabela 4.6 – Deslocamento do ponto de aplicação de força dos pilares ensaiados	224
Tabela 4.7 - Rotações nas extremidades dos pilares	226
Tabela 4.8 – Deslocamentos horizontais centrais dos pilares ensaiados	254
Tabela 6.1 – Força de fissuração numérica versus experimental	276
Tabela 6.2 – Resultados estatísticos da força de fissuração numérica versus experimental	276
Tabela 6.3 – Força de ruína numérica versus experimental	278
Tabela 6.4 – Resultados estatísticos das forças de ruína numérica versus experimental	279
Tabela 6.5 – Força de ruína numérica versus experimental - ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008)	332
Tabela 6.6 – Resultados estatísticos de força de ruína numérica versus experimental – ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008)	332
Tabela 6.7 – Força de Fissuração numérica versus experimental - ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004)	335
Tabela 6.8 – Resultados estatísticos de força de fissuração numérica versus experimental - ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004)	335
Tabela 6.9 – Comparação entre as forças últimas estimadas pelas normas versus forças experimentais	355
Tabela 6.10 – Resultados estatísticos da força de ruína pelas normas versus experimental	356

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplo de arranjo de pilares de edifícios	5
Figura 2.2 – Comprimentos de flambagem de acordo com a vinculação	10
Figura 2.3 – Imperfeições geométricas locais – ABNT NBR 6118:2003	11
Figura 2.4 – Imperfeições globais – ABNT NBR 6118:2003	12
Figura 2.5 – Disposição das barras longitudinais mínimas para diversas seções	16
Figura 2.6 – Diagrama tensão-deformação do aço (ABNT NBR 6118:2003)	17
Figura 2.7 – Diagrama parábola-retângulo (ABNT NBR 6118:2003)	18
Figura 2.8 – Domínios de ruptura	19
Figura 2.9 – Flexo-compressão com grande excentricidade – FUSCO (1986)	20
Figura 2.10 – Verificação da segurança – FUSCO (1986)	23
Figura 2.11 – Flexo-compressão com pequena excentricidade – FUSCO (1986)	23
Figura 2.12 – Características geométricas dos pilares ensaiados – HOGNESTAD (1951)	29
Figura 2.13 – Esquema de ensaio adotado por HOGNESTAD (1951)	30
Figura 2.14 – Esquema de ensaio utilizado - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)	37
Figura 2.15 – Armadura utilizada nos pilares de seção retangular - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)	37
Figura 2.16 – Armadura utilizada nos pilares de seção triangular - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)	38
Figura 2.17 – Características do pilar P1/1 – VANDERLEI (1999)	41
Figura 2.18 – Detalhamento da armadura do consolo – VANDERLEI (1999)	41
Figura 2.19 – Sistema de ensaio utilizado – VANDERLEI (1999)	42
Figura 2.20 – Dimensões dos pilares – ADORNO (2004)	45
Figura 2.21 – Detalhamento das armaduras da Série PSA – ADORNO (2004)	46
Figura 2.22 – Detalhamento das armaduras da Série PCA4 – ADORNO (2004)	47
Figura 2.23 – Esquema de ensaio – ADORNO (2004)	48
Figura 2.24 – Detalhamento das armaduras da Série 1 – ARAÚJO (2004)	51
Figura 2.25 – Detalhamento das armaduras das Séries 2 e 3 – ARAÚJO (2004)	52
Figura 2.26 – Dimensões, sistema de aplicação de forças e vinculação – DANTAS (2006)	55
Figura 2.27 – Detalhamento das armaduras – DANTAS (2006)	56
Figura 2.28 – Esquema geral de ensaio – DANTAS (2006)	57
Figura 2.29 – Força Última Relativa ( $v_u$ ) x Excentricidade Relativa ( $e/h$ ) – DANTAS (2006)	59
Figura 2.30 – Geometria e detalhamento da armadura – GALANO e VIGNOLI (2008)	62
Figura 2.31 – Esquema de ensaio – GALANO e VIGNOLI (2008)	63
Figura 2.32 – Disposição da armadura e instrumentação das barras – LIN <i>et al.</i> (2008)	65
Figura 2.33 – Sistema de ensaio - LIN <i>et al.</i> (2008)	66
Figura 3.1 – Dimensões dos pilares ensaiados (mm)	72
Figura 3.2 – Detalhamento da armadura dos pilares	74
Figura 3.3 – Formas utilizadas na Série 1 (esq.) e Séries 2 e 3 (dir.)	77
Figura 3.4 – Aplicação de silicone nas frestas entre módulos e fundo	78
Figura 3.5 – Armadura posicionada na forma com desmoldante	79
Figura 3.6 – Concretagem dos pilares (esq) e moldagem dos corpos-de-prova (dir.)	80
Figura 3.7 – Pilares e corpos-de-prova desmoldados	81
Figura 3.8 – Extensômetro colado na barra de aço	82
Figura 3.9 – Extensômetro colado e protegido com ARALDITE	82
Figura 3.10 – Extensômetro protegido com silicone	83

Figura 3.11 – Extensômetro protegido com fita de autofusão	83
Figura 3.12 – Posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal	84
Figura 3.13 – Preparação da superfície para a colagem dos extensômetros do concreto	85
Figura 3.14 – Extensômetros colados no concreto	85
Figura 3.15 – Posicionamento adotado do pilar para colagem dos extensômetros	86
Figura 3.16 – Posicionamento dos defletômetros nos pilares	87
Figura 3.17 – Sistema de pesos para a garantia de contato haste/pilar	87
Figura 3.18 – Sistema de pesos e roldanas para a garantia de contato haste/pilar	88
Figura 3.19 – Marcação das fissuras iniciais no pilar PFN 12-3	88
Figura 3.20 – Célula de força em linha com o macaco hidráulico (esq.) e leitor digital (dir.)	89
Figura 3.21 – Esquema de ensaio utilizado	90
Figura 3.22 – Posicionamento do pilar para a determinação do eixo longitudinal	91
Figura 3.23 – Realização de furos na cabeça do pilar	91
Figura 3.24 – Fixação do aparelho de apoio na cabeça do pilar	92
Figura 3.25 – Posicionamento do pilar no pórtico de ensaios	93
Figura 3.26 – Colocação da haste metálica e correntes de segurança	93
Figura 3.27 – Pilar posicionado no pórtico de reação com a instrumentação	94
Figura 3.28 – Sistema de aquisição de dados utilizado	95
Figura 4.1 – Diagrama tensão x deformação. Armadura $\phi$ 10,0 mm	102
Figura 4.2 – Fissuras do pilar PFN 0-3	104
Figura 4.3 – Fissuras do pilar PFN 6-3	104
Figura 4.4 – Fissuras do pilar PFN 12-3	104
Figura 4.5 – Fissuras do pilar PFN 15-3	104
Figura 4.6 – Fissuras do pilar PFN 18-3	105
Figura 4.7 – Fissuras do pilar PFN 24-3	105
Figura 4.8 – Fissuras do pilar PFN 30-3	105
Figura 4.9 – Fissuras do pilar PFN 40-3	105
Figura 4.10 – Fissuras do pilar PFN 50-3	106
Figura 4.11 – Fissuras do pilar PFN 60-3	106
Figura 4.12 – Fissuras do pilar PFN 0-2,5	106
Figura 4.13 – Fissuras do pilar PFN 15-2,5	106
Figura 4.14 – Fissuras do pilar PFN 24-2,5	107
Figura 4.15 – Fissuras do pilar PFN 30-2,5	107
Figura 4.16 – Fissuras do pilar PFN 40-2,5	107
Figura 4.17 – Fissuras do pilar PFN 50-2,5	107
Figura 4.18 – Fissuras do pilar PFN 60-2,5	108
Figura 4.19 – Fissuras do pilar PFN 0-2	108
Figura 4.20 – Fissuras do pilar PFN 15-2	108
Figura 4.21 – Fissuras do pilar PFN 24-2	108
Figura 4.22 – Fissuras do pilar PFN 30-2	109
Figura 4.23 – Fissuras do pilar PFN 40-2	109
Figura 4.24 – Fissuras do pilar PFN 50-2	109
Figura 4.25 – Fissuras do pilar PFN 60-2	109
Figura 4.26 – Ruína do pilar PFN 0-3	111
Figura 4.27 – Ruína do pilar PFN 6-3	111
Figura 4.28 – Ruína do pilar PFN 12-3	111
Figura 4.29 – Ruína do pilar PFN 15-3	111
Figura 4.30 – Ruína do pilar PFN 18-3	112
Figura 4.31 – Ruína do pilar PFN 24-3	112



Figura 4.32 – Ruína do pilar PFN 30-3	112
Figura 4.33 – Ruína do pilar PFN 40-3	112
Figura 4.34 – Ruína do pilar PFN 50-3	113
Figura 4.35 – Ruína do pilar PFN 60-3	113
Figura 4.36 – Ruína do pilar PFN 0-2,5	113
Figura 4.37 – Ruína do pilar PFN 15-2,5	113
Figura 4.38 – Ruína do pilar PFN 24-2,5	114
Figura 4.39 – Ruína do pilar PFN 30-2,5	114
Figura 4.40 – Ruína do pilar PFN 40-2,5	114
Figura 4.41 – Ruína do pilar PFN 50-2,5	114
Figura 4.42 – Ruína do pilar PFN 60-2,5	115
Figura 4.43 – Ruína do pilar PFN 0-2	115
Figura 4.44 – Ruína do pilar PFN 15-2	115
Figura 4.45 – Ruína do pilar PFN 24-2	115
Figura 4.46 – Ruína do pilar PFN 30-2	116
Figura 4.47 – Ruína do pilar PFN 40-2	116
Figura 4.48 – Ruína do pilar PFN 50-2	116
Figura 4.49 – Ruína do pilar PFN 60-2	116
Figura.4.50 – Força versus deformação das armaduras – PFN 0-3	123
Figura 4.51 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 0-3	123
Figura 4.52 – Força versus deformação das armaduras – PFN 6-3	124
Figura 4.53 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 6-3	125
Figura 4.54 – Força versus deformação das armaduras – PFN 12-3	126
Figura 4.55 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 12-3	127
Figura 4.56 – Força versus deformação das armaduras – PFN 15-3	128
Figura 4.57 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 15-3	128
Figura 4.58 – Força versus deformação das armaduras – PFN 18-3	129
Figura 4.59 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 18-3	130
Figura 4.60 – Força versus deformação das armaduras – PFN 24-3	131
Figura 4.61 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 24-3	132
Figura 4.62 – Força versus deformação das armaduras – PFN 30-3	133
Figura 4.63 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 30-3	133
Figura 4.64 – Força versus deformação das armaduras – PFN 40-3	135
Figura 4.65 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 40-3	135
Figura 4.66 – Força versus deformação das armaduras – PFN 50-3	137
Figura 4.67 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 50-3	137
Figura 4.68 – Força versus deformação das armaduras – PFN 60-3	139
Figura 4.69 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 60-3	139
Figura 4.70 – Força versus deformação das armaduras – PFN 0-2,5	141
Figura 4.71 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 0-2,5	141
Figura 4.72 – Força versus deformação das armaduras – PFN 15-2,5	143
Figura 4.73 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 15-2,5	143
Figura 4.74 – Força versus deformação das armaduras – PFN 24-2,5	144
Figura 4.75 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 24-2,5	145
Figura 4.76 – Força versus deformação das armaduras – PFN 30-2,5	146
Figura 4.77 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 30-2,5	146
Figura 4.78 – Força versus deformação das armaduras – PFN 40-2,5	148
Figura 4.79 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 40-2,5	148
Figura 4.80 – Força versus deformação das armaduras – PFN 50-2,5	149
Figura 4.81 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 50-2,5	150

Figura 4.82 – Força versus deformação das armaduras – PFN 60-2,5	151
Figura 4.83 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 60-2,5	152
Figura 4.84 – Força versus deformação das armaduras – PFN 0-2	154
Figura 4.85 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 0-2	154
Figura 4.86 – Força versus deformação das armaduras – PFN 15-2	155
Figura 4.87 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 15-2	156
Figura 4.88 – Força versus deformação das armaduras – PFN 24-2	157
Figura 4.89 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 24-2	157
Figura 4.90 – Força versus deformação das armaduras – PFN 30-2	158
Figura 4.91 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 30-2	159
Figura 4.92 – Força versus deformação das armaduras – PFN 40-2	160
Figura 4.93 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 40-2	160
Figura 4.94 – Força versus deformação das armaduras – PFN 50-2	161
Figura 4.95 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 50-2	162
Figura 4.96 – Força versus deformação das armaduras – PFN 60-2	163
Figura 4.97 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 60-2	164
Figura 4.98 – Força versus deformação média das armaduras – Série 1	164
Figura 4.99 – Força versus deformação média das armaduras – Série 2	165
Figura 4.100 – Força versus deformação média das armaduras – Série 3	165
Figura 4.101 – Força versus deformação do concreto – PFN 0-3	168
Figura 4.102 – Força versus deformação média do concreto – PFN 0-3	169
Figura 4.103 – Força versus deformação do concreto – PFN 6-3	170
Figura 4.104 – Força versus deformação média do concreto – PFN 6-3	170
Figura 4.105 – Força versus deformação do concreto – PFN 12-3	171
Figura 4.106 – Força versus deformação média do concreto – PFN 12-3	172
Figura 4.107 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-3	173
Figura 4.108 – Força versus deformação média do concreto – PFN 15-3	173
Figura 4.109 – Força versus deformação do concreto – PFN 18-3	174
Figura 4.110 – Força versus deformação média do concreto – PFN 18-3	175
Figura 4.111 – Força versus deformação do concreto – PFN 24-3	176
Figura 4.112 – Força versus deformação média do concreto – PFN 24-3	176
Figura 4.113 – Força versus deformação do concreto – PFN 30-3	178
Figura 4.114 – Força versus deformação média do concreto – PFN 30-3	178
Figura 4.115 – Força versus deformação do concreto – PFN 40-3	179
Figura 4.116 – Força versus deformação média do concreto – PFN 40-3	180
Figura 4.117 – Força versus deformação do concreto – PFN 50-3	181
Figura 4.118 – Força versus deformação média do concreto – PFN 50-3	181
Figura 4.119 – Força versus deformação do concreto – PFN 60-3	183
Figura 4.120 – Força versus deformação média do concreto – PFN 60-3	183
Figura 4.121 – Força versus deformação do concreto – PFN 0-2.5	185
Figura 4.122 – Força versus deformação média do concreto – PFN 0-2.5	185
Figura 4.123 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-2.5	186
Figura 4.124 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-2.5	187
Figura 4.125 – Força versus deformação do concreto – PFN 24-2.5	188
Figura 4.126 – Força versus deformação média do concreto – PFN 24-2.5	188
Figura 4.127 – Força versus deformação do concreto – PFN 30-2.5	189
Figura 4.128 – Força versus deformação média do concreto – PFN 30-2.5	190
Figura 4.129 – Força versus deformação do concreto – PFN 40-2.5	191
Figura 4.130 – Força versus deformação média do concreto – PFN 40-2.5	191
Figura 4.131 – Força versus deformação do concreto – PFN 50-2.5	192

Figura 4.132 – Força versus deformação média do concreto – PFN 50-2.5	193
Figura 4.133 – Força versus deformação do concreto – PFN 60-2.5	194
Figura 4.134 – Força versus deformação média do concreto – PFN 60-2.5	194
Figura 4.135 – Força versus deformação do concreto – PFN 0-2	195
Figura 4.136 – Força versus deformação média do concreto – PFN 0-2	196
Figura 4.137 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-2	197
Figura 4.138 – Força versus deformação média do concreto – PFN 15-2	197
Figura 4.139 – Força versus deformação do concreto – PFN 24-2	198
Figura 4.140 – Força versus deformação média do concreto – PFN 24-2	199
Figura 4.141 – Força versus deformação do concreto – PFN 30-2	200
Figura 4.142 – Força versus deformação média do concreto – PFN 30-2	200
Figura 4.143 – Força versus deformação do concreto – PFN 40-2	201
Figura 4.144 – Força versus deformação média do concreto – PFN 40-2	202
Figura 4.145 – Força versus deformação do concreto – PFN 50-2	203
Figura 4.146 – Força versus deformação média do concreto – PFN 50-2	203
Figura 4.147 – Força versus deformação do concreto – PFN 60-2	204
Figura 4.148 – Força versus deformação média do concreto – PFN 60-2	205
Figura 4.149 – Força versus deformação média no concreto – Série 1	205
Figura 4.150 – Força versus deformação média no concreto – Série 2	206
Figura 4.151 – Força versus deformação média no concreto – Série 3	206
Figura 4.152 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 0-3	209
Figura 4.153 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 6-3	210
Figura 4.154 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 12-3	210
Figura 4.155 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 15-3	211
Figura 4.156 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 18-3	211
Figura 4.157 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 24-3	212
Figura 4.158 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 30-3	212
Figura 4.159 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 40-3	213
Figura 4.160 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 50-3	213
Figura 4.161 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 60-3	214
Figura 4.162 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 0-2,5	214
Figura 4.163 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 15-2,5	215
Figura 4.164 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 24-2,5	215
Figura 4.165 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 30-2,5	216
Figura 4.166 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 40-2,5	216
Figura 4.167 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 50-2,5	217
Figura 4.168 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 60-2,5	217
Figura 4.169 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 0-2	218
Figura 4.170 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 15-2	218
Figura 4.171 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 24-2	219
Figura 4.172 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 30-2	219
Figura 4.173 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 40-2	220
Figura 4.174 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 50-2	220
Figura 4.175 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 60-2	221
Figura 4.176 – Medição dos deslocamentos verticais dos pilares	225
Figura 4.177 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 0-3	228
Figura 4.178 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 6-3	229
Figura 4.179 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 12-3	230
Figura 4.180 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 15-3	231
Figura 4.181 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 18-3	232

Figura 4.182 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 24-3	233
Figura 4.183 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 30-3	234
Figura 4.184 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 40-3	235
Figura 4.185 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 50-3	236
Figura 4.186 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 60-3	237
Figura 4.187 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 0-2,5	238
Figura 4.188 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 15-2,5	239
Figura 4.189 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 24-2,5	240
Figura 4.190 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 30-2,5	241
Figura 4.191 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 40-2,5	242
Figura 4.192 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 50-2,5	243
Figura 4.193 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 60-2,5	244
Figura 4.194 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 0-2	245
Figura 4.195 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 15-2	246
Figura 4.196 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 24-2	247
Figura 4.197 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 30-2	248
Figura 4.198 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 40-2	249
Figura 4.199 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 50-2	250
Figura 4.200 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 60-2	251
Figura 4.201 – Força versus deslocamentos horizontais centrais (D6) – Série 1	251
Figura 4.202 – Força versus deslocamentos horizontais centrais (D6) – Série 2	252
Figura 4.203 – Força versus deslocamentos horizontais centrais (D6) – Série 3	252
Figura 5.1 – Diagramas tensão-deformação do concreto na compressão	260
Figura 5.2 – Diagrama tensão-deformação do concreto na tração	261
Figura 5.3 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aços laminados (CA-50)	262
Figura 5.4 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aço treilado (CA-60)	263
Figura 5.5 – Discretização da seção transversal (NAGATO, 1987)	264
Figura 5.6 – Fluxograma utilizado no modelo numérico	266
Figura 5.7 – Curva elástica de um elemento de viga	267
Figura 5.8 – Linha elástica e diagrama de momentos fletores reduzidos de uma peça sob flexo-compressão normal	269
Figura 5.9 – Discretização do pilar para a determinação da curva de deflexão	270
Figura 5.10 – Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido	271
Figura 5.11 – Comparativo dos diagramas tensão-deformação considerando o módulo de elasticidade tangente na origem - $E_{ci}$	272
Figura 5.12 - Comparativo dos diagramas tensão-deformação considerando o módulo de elasticidade secante - $E_{cs}$	273
Figura 6.1 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 6-3	281
Figura 6.2 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 12-3	281
Figura 6.3 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 15-3	282
Figura 6.4 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 18-3	282
Figura 6.5 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 24-3	283
Figura 6.6 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 30-3	283
Figura 6.7 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 40-3	284
Figura 6.8 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 50-3	284
Figura 6.9 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 60-3	285
Figura 6.10 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 15-2,5	288
Figura 6.11 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 24-2,5	288
Figura 6.12 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 30-2,5	289
Figura 6.13 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 40-2,5	289

Figura 6.14 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 50-2,5	290
Figura 6.15 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 60-2,5	290
Figura 6.16 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 15-2	293
Figura 6.17 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 24-2	293
Figura 6.18 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 30-2	294
Figura 6.19 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 40-2	294
Figura 6.20 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 50-2	295
Figura 6.21 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 60-2	295
Figura 6.22 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 6-3	298
Figura 6.23 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 12-3	298
Figura 6.24 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 15-3	299
Figura 6.25 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 18-3	299
Figura 6.26 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 24-3	300
Figura 6.27 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 30-3	300
Figura 6.28 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 40-3	301
Figura 6.29 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 50-3	301
Figura 6.30 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 60-3	302
Figura 6.31 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 15-2,5	305
Figura 6.32 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 24-2,5	305
Figura 6.33 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 30-2,5	306
Figura 6.34 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 40-2,5	306
Figura 6.35 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 50-2,5	307
Figura 6.36 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 60-2,5	307
Figura 6.37 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 15-2	310
Figura 6.38 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 24-2	310
Figura 6.39 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 30-2	311
Figura 6.40 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 40-2	311
Figura 6.41 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 50-2	312
Figura 6.42 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 60-2	312
Figura 6.43 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 6-3	315
Figura 6.44 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 12-3	315
Figura 6.45 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 15-3	316
Figura 6.46 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 18-3	316
Figura 6.47 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 24-3	317
Figura 6.48 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 30-3	317
Figura 6.49 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 40-3	318
Figura 6.50 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 50-3	318
Figura 6.51 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 60-3	319
Figura 6.52 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 15-2,5	322
Figura 6.53 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 24-2,5	323
Figura 6.54 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 30-2,5	323
Figura 6.55 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 40-2,5	324
Figura 6.56 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 50-2,5	324
Figura 6.57 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 60-2,5	325
Figura 6.58 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 15-2	327
Figura 6.59 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 24-2	327
Figura 6.60 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 30-2	328
Figura 6.61 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 40-2	328
Figura 6.62 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 50-2	329
Figura 6.63 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 60-2	329

Figura 6.64 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-40	337
Figura 6.65 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-50	337
Figura 6.66 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-60	338
Figura 6.67 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA6-40	338
Figura 6.68 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA6-50	339
Figura 6.69 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA6-60	339
Figura 6.70 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-15(2)	341
Figura 6.71 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-15a	342
Figura 6.72 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-15b	342
Figura 6.73 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-20	343
Figura 6.74 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-25	343
Figura 6.75 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-30a	344
Figura 6.76 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-30b	344
Figura 6.77 – Força última relativa $v_u$ versus excentricidade relativa $e/h$	346
Figura 6.78 – Equações para a determinação da força última relativa em função da excentricidade relativa ( $\omega = 0,196$ ) – FLECO2C e FLECO2H	348
Figura 6.79 – Equações para a determinação da força última relativa em função da excentricidade relativa ( $\omega = 0,131$ ) – FLECO2C e FLECO2H	349
Figura 6.80 – Deslocamento horizontal em função do número de seções analisadas	351
Figura 6.81 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 pelo Método do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada – ABNT NBR 6118:2003	353
Figura 6.82 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 pelo Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada – ABNT NBR 6118:2003	353
Figura 6.83 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 – ACI 318:2002	354
Figura 6.84 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 – MC- CEB (1990)	354

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_c$ -	área de concreto da seção transversal;
$A_s$ -	área de armadura de tração;
$A'_s$ -	área de armadura de compressão;
$b$ -	menor dimensão da seção do pilar;
$C$ -	face comprimida do concreto;
$CT$ -	tipo de relação constitutiva utilizada no programa CACODI, com ramo descendente ( $CT = 1$ ) e sem ramo descendente ( $CT = 2$ );
$D_i$ -	nomenclatura dos defletômetros utilizados;
$d$ -	altura útil da peça;
$d'$ -	altura da seção transversal menos a altura útil;
$d(j)$	distância entre a seção $j$ e a seção $j+1$ do pilar;
$E$ -	módulo de elasticidade do material;
$E_i$ -	nomenclatura dos extensômetros utilizados na armadura;
$E_c$ -	módulo de elasticidade do concreto;
$E_{cs}$ -	módulo de elasticidade secante do concreto;
$E_s$ -	módulo de elasticidade da armadura;
$EC_i$ -	nomenclatura dos extensômetros utilizados no concreto;
$e_1$ -	excentricidade do ponto de aplicação da força normal no pilar;
$e_2$ -	excentricidade de segunda ordem do pilar;
$e_{tot}$ -	excentricidade total do pilar;
$F_r$ -	força correspondente a 1ª fissura do pilar;
$F_u$ -	força de ruína do pilar;
$F_t$ -	força de ruína do corpo-de-prova por compressão diametral;
$f_c$ -	resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos;
$f_{cd}$ -	resistência de cálculo à compressão do concreto;
$f_{ck}$ -	resistência característica à compressão do concreto;
$f_{cr}$ -	tensão de fissuração do concreto;
$f_{ct}$ -	resistência do concreto à tração;
$f_{yd}$ -	resistência de cálculo ao escoamento da armadura tracionada ou menos comprimida;
$f_y$ -	tensão de escoamento do aço;

$f_{yk}$ -	resistência característica ao escoamento da armadura tracionada ou menos comprimida;
$f_{yd}$ -	resistência de cálculo ao escoamento da armadura comprimida;
$f_{yk}$ -	resistência característica ao escoamento da armadura comprimida;
$f_{st}$ -	limite de resistência à tração da armadura;
$f_u$ -	resistência última da armadura;
$h$ -	altura da seção transversal do pilar;
$I$ -	momento de inércia da seção transversal;
$I_c$ -	momento de inércia da seção de concreto simples;
$i$ -	raio de giração;
$J$ -	momento de inércia mínimo;
$k_2$ -	coeficiente que leva em conta a redução da curvatura com o aumento da força normal de compressão;
$k_3$ -	relação entre a resistência máxima do concreto na região comprimida e o valor da resistência obtido no ensaio de corpos-de-prova cilíndricos;
$l_e$ -	comprimento de flambagem do pilar;
$l_0$ -	distância entre faces de dois apoios consecutivos;
$M_A$ -	momento de primeira ordem no engaste;
$M_C$ -	momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço;
$M_u$ -	momento último do pilar;
$M_{1d,min}$ -	momento mínimo;
$N_{sd}$ -	esforço normal de cálculo;
$N_{bal}$ -	esforço normal para o máximo momento fletor resistente;
$N_{ud}$ -	esforço normal resistido pela seção em concreto simples;
$P_e$ -	carga crítica de Euler;
$R$ -	raio da seção;
$r$ -	raio de curvatura da seção;
$S$ -	área da seção transversal;
$T$ -	face tracionada ou menos comprimida do concreto;
$x$ -	profundidade da linha neutra;
$1/r$ -	curvatura da seção;
$\Phi(j)$ -	curvatura da seção $j$ do pilar.



## Letras gregas

$\alpha$	abscissa relativa do bloco comprimido de concreto (diagrama retangular equivalente) e função de resistência;
$\alpha_x$	posição relativa da linha neutra;
$\beta$	coeficiente usado na definição do diagrama tensão x deformação do concreto;
$\beta_1$	coeficiente usado na norma modelo do CEB-FIP para levar em conta o esforço normal de compressão;
$\epsilon_0$	deformação específica correspondente à tensão máxima no diagrama tensão x deformação do concreto;
$\epsilon_1$	deformação específica principal de tração;
$\epsilon_2$	deformação específica principal de compressão;
$\epsilon_c$	deformação específica do concreto;
$\epsilon_{c0}$	deformação específica do concreto correspondente à tensão máxima;
$\epsilon_{cu}$	deformação específica última do concreto;
$\epsilon_s$	deformação específica da armadura;
$\epsilon_p$	deformação específica da armadura;
$\epsilon_y$	deformação específica de escoamento da armadura;
$\epsilon_u$	deformação específica última do concreto à compressão;
$\epsilon_{ut}$	deformação específica última do concreto à tração;
$\epsilon_{cr}$	deformação específica de fissuração do concreto;
$\gamma_n$	coeficiente de ajuste de $\gamma_f$ , que considera o aumento de probabilidade de ocorrência de desvios relativos significativos na construção;
$\gamma_f$	coeficiente de ponderação das ações;
$\gamma_m$	distorção máxima;
$\lambda$	índice de esbeltez do pilar;
$\lambda_1$	valor limite para o índice de esbeltez do pilar;
$\eta$	relação $ \epsilon_c / \epsilon_0 $ ;
$v$	força normal adimensional;
$v_u$	força normal adimensional última;
$\mu$	momento adimensional;
$\mu_u$	momento adimensional último;

$\rho$ -	taxa de armadura;
$\sigma_1$ -	tensão normal principal de tração;
$\sigma_2$ -	tensão normal principal de compressão;
$\sigma_s$ -	tensão normal na armadura;
$\sigma_c$ -	tensão no concreto;
$\chi_u$ -	curvatura máxima definida pelo MC-CEB (1990);
$\omega$ -	taxa mecânica da armadura;

## **LISTA DE ABREVIações**

ENC -	Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UnB;
PCA -	pilar de concreto armado;
PSA -	pilar sem armadura;
PFN -	pilar a flexão normal;
PFO -	pilar a flexão composta oblíqua;
PCS -	pilar de concreto simples;

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA**

Pilares de concreto armado são elementos estruturais indispensáveis numa estrutura convencional de uma edificação e são responsáveis por suportar as forças verticais oriundas das lajes e vigas, forças laterais de vento na estrutura e por transmitir estas forças para as fundações.

Com o advento do computador e de concretos cada vez mais resistentes, as estruturas de concreto armado tornaram-se mais esbeltas, buscando o aproveitamento total da capacidade resistente do aço e do concreto. Dentre as conseqüências desse avanço tecnológico está a maior probabilidade de se atingir um estado limite de instabilidade dos pilares. Esta prática, cada vez mais comum nos dias de hoje, exige um conhecimento maior do comportamento dos elementos estruturais não só no Estado Limite Último, mas durante as fases de carregamento até a ruína.

O comportamento de pilares submetidos a flexo-compressão tornam o problema da análise do comportamento estrutural complexo, pois a não-linearidade física correspondente às relações constitutivas não-lineares do concreto, juntamente com a não-linearidade geométrica, necessariamente obriga a uma solução iterativa, onde os incrementos de força geram flechas e essas flechas interagem com a força inicial gerando momentos fletores de segunda ordem que por sua vez provocam novos incrementos de flechas, e assim por diante.

O estudo experimental de pilares de concreto armado, principalmente pilares esbeltos, é de difícil realização, pois é necessário recorrer à redução da seção transversal do pilar para evitar grandes gastos com pórticos de ensaio e equipamentos, e mesmo assim torna-se um ensaio de médias proporções, sendo que cuidados principalmente com a geometria do pilar e com os apoios devem ser tomados, de forma a não gerar excentricidades indesejadas no pilar e conseqüentemente resultados imprecisos.

Existem diversas soluções para o dimensionamento de pilares de concreto armado na literatura técnica, porém há a necessidade da realização de estudos experimentais para uma melhor compreensão do seu comportamento nas fases de carregamento até a ruína.

Este estudo dá continuidade ao estudo sobre pilares de concreto armado realizado por ADORNO (2004), ARAÚJO (2004) e DANTAS (2006). A Universidade de Brasília tem realizado em parceria com a Universidade Federal de Goiás diversos estudos teórico-experimentais de pilares de concreto armado sob flexo-compressão normal com o objetivo de se obter uma validação do método desenvolvido por MELLO (2003), porém não só é importante a análise do pilar no Estado Limite Último, como também é necessária a correta análise do pilar durante as fases de carregamento.

As pesquisas realizadas por ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004) foram realizadas na Universidade Federal de Goiás e a presente pesquisa foi realizada na Universidade de Brasília em conjunto com DANTAS (2006), que utilizou os dados dos primeiros modelos para a elaboração de sua dissertação de mestrado, e com SANTOS (2009) que utilizou dados de ensaios compartilhados com esta pesquisa para sua dissertação de mestrado.

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo geral da presente pesquisa é realizar um estudo experimental e numérico de pilares de concreto armado, submetidos a flexo-compressão normal.

Os objetivos específicos são:

- Analisar os resultados de ensaios dos pilares de concreto armado sob os seguintes aspectos: comportamento, fissuração, forças últimas, tipos de ruína, deformações nas armaduras e concreto, deslocamentos horizontais e rotações dos apoios;
- Realizar uma análise numérica do comportamento dos pilares por meio de dois modelos numéricos;
- Comparar os resultados obtidos com estimativas de força de ruína dos métodos aproximados de algumas normas.

### **1.3 METODOLOGIA DE TRABALHO**

A metodologia empregada para atingir os objetivos é composta por:

- Revisão bibliográfica;
- Programa experimental de ensaios de pilares de concreto armado sob forças incrementais até a ruína, com diferentes excentricidades;
- Desenvolvimento de programas computacionais para a realização da análise numérica;
- Análise numérica computacional visando prever o comportamento dos pilares;
- Aplicação dos métodos aproximados das normas para a determinação dos efeitos de segunda ordem dos pilares;
- Comparação entre os resultados experimentais e os previstos computacionalmente;
- Conclusões sobre o comportamento dos pilares, dos modelos numéricos, dos métodos aproximados e do sistema de ensaio.

Os pilares foram ensaiados a flexo-compressão normal e os dados de deformações no concreto, deformações na armadura e deslocamentos horizontais, comparados com as estimativas de dois modelos numérico-computacionais desenvolvidos nesta pesquisa, FLECO2C e FLECO2H, que têm como base o programa CACODI elaborado por NAGATO (1988), e que analisam elementos lineares birrotulados submetidos a flexo-compressão normal.

### **1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente trabalho é composto de sete capítulos. Além deste Capítulo 1, este trabalho está estruturado da seguinte forma:

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, onde é apresentada a base teórica sobre pilares de concreto armado, juntamente com a apresentação de estudos realizados sobre pilares submetidos à flexo-compressão normal, bem como as prescrições normativas da ABNT NBR 6118:2003.

No Capítulo 3 é apresentado detalhadamente todo o programa experimental realizado, destacando materiais e processos utilizados para a realização dos ensaios.

No Capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados experimentais dos pilares, tais como: propriedades dos materiais utilizados, forças e tipos de ruína, deformações da armadura e do concreto, deslocamentos horizontais, fissuração e deslocamentos verticais.

O Capítulo 5 apresenta os modelos numéricos que foram utilizados nas análises, destacando as relações constitutivas dos materiais utilizados e o funcionamento da rotina que determina os deslocamentos horizontais dos pilares.

No Capítulo 6 são realizadas as análises comparativas entre os dados obtidos com os programas FLECO2C e FLECO2H e os valores obtidos nos ensaios dos pilares da presente pesquisa, juntamente com uma análise dos resultados obtidos nas pesquisas de ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004). Em seguida é realizada uma análise das forças de ruína obtidas nos ensaios de acordo com as estimativas dos métodos simplificados das normas ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2002 e MC- CEB (1990).

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões da presente pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 INTRODUÇÃO

Pilar é um elemento estrutural linear, geralmente disposto na vertical, usado para receber ações verticais e horizontais de uma edificação e transmiti-los para as fundações, sendo solicitado preponderantemente por forças normais de compressão.

Os pilares de edifícios são classificados como: pilares internos, pilares de extremidade ou de borda e pilares de canto. A Figura 2.1 mostra um exemplo de arranjo de pilares de edifícios em planta.

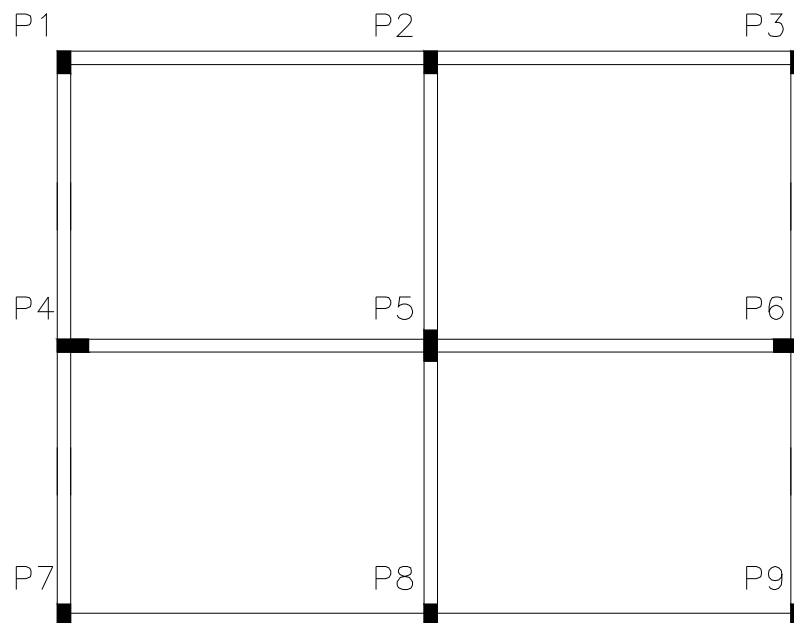


Figura 2.1 – Exemplo de arranjo de pilares de edifícios

De acordo com a Figura 2.1 os pilares podem ser classificados como:

- Pilar interno: P5;
- Pilares de extremidade ou de borda: P2, P4, P6 e P8;
- Pilares de canto: P1, P3, P7 e P9.

A compressão axial ou centrada é considerada quando apenas a força normal solicita um pilar, geralmente utilizada no cálculo dos pilares internos de edifícios, apesar da compressão centrada ser uma aproximação de cálculo e jamais uma situação real.

Na maioria dos casos, os pilares de edifícios são solicitados por ações excêntricas, de tal modo que para o dimensionamento do pilar há necessidade de se considerar uma excentricidade inicial ( $e$ ). Geralmente os pilares de edifícios são submetidos a flexo-compressão normal ou oblíqua, em função da consideração da vinculação das vigas com os pilares e das posições destas em relação aos eixos principais da seção transversal dos pilares.

Quando se tem apenas um momento fletor agindo num dos planos principais de um pilar, tem-se a flexo-compressão normal. Um pilar está sujeito à flexo-compressão oblíqua quando solicitado pela ação simultânea de uma força normal e um momento fletor agindo em um plano inclinado em relação aos planos principais do pilar, o qual pode ser decomposto em dois momentos fletores agindo segundo os eixos principais da seção transversal.

De maneira geral os pilares de extremidade de edifícios são calculados à flexo-compressão normal e os de canto à flexo-compressão oblíqua.

Outro fator importante a ser considerado no cálculo de pilares é o índice de esbeltez do pilar, que irá determinar se o pilar é esbelto ou não, e se deve ser calculado levando-se em consideração os efeitos de segunda ordem. Por definição o índice de esbeltez  $I$  de um pilar é a relação:

$$I = \frac{l_e}{i} \quad (2.1)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad (2.2)$$

onde:

$l_e$  = comprimento de flambagem do pilar;

$i$  = raio de giração;

$I$  = momento de inércia;

$A_c$  = área da seção transversal.



## 2.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2003

Segundo a ABNT NBR 6118:2003, o pilar é considerado um elemento linear de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Os pilares também têm a função de transmitir as ações para as fundações e ainda colaborar com a rigidez da estrutura quanto aos deslocamentos horizontais causados pela ação do vento.

### 2.2.1 Características Geométricas

A ABNT NBR 6118:2003 impõe limites para dimensões de pilares, com o objetivo de evitar um desempenho inaceitável para os elementos estruturais e propiciar condições de execução adequadas.

A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. A ABNT NBR 6118:2003 permite para casos especiais a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que as ações consideradas no dimensionamento sejam multiplicadas por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ . A Tabela 2.1 mostra os valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  utilizado para majorar os esforços solicitantes finais de cálculo.

Tabela 2.1 – Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  (ABNT NBR 6118:2003)

$b$ (cm)	$\geq 19$	18	17	16	15	14	13	12
$g_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

Onde:

$$g_n = 1,95 - 0,05 \cdot b ;$$

$b$  : menor dimensão da seção do pilar, em metros.

Nos casos de pilares com relação entre os lados superior a 5, estes devem ser tratados como pilares-parede e seguem as recomendações presentes no item 18.5 da ABNT NBR 6118:2003.

### 2.2.2 Esbeltez

A ABNT NBR 6118:2003 determina limites para o índice de esbeltez dos pilares para a necessidade ou não de cálculo dos efeitos de segunda ordem e fluência. De acordo com a ABNT NBR 6118:2003, os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

De acordo com o índice de esbeltez “ $\lambda$ ”, os pilares podem ser classificados como:

$I \leq I_1$  : Pilares curtos;

$I_1 \leq I \leq 90$  : Pilares medianamente esbeltos;

$90 \leq I \leq 200$  : Pilares esbeltos.

O valor de  $I_1$  pode ser calculado pela Equação 2.3.

$$I_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/h}{a_b} \quad (2.3)$$

Sendo o valor de  $a_b$  obtido conforme estabelecido a seguir:

- Para pilares bi apoiados sem forças transversais:

$$a_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (2.4)$$

sendo que  $1,0 \geq a_b \geq 0,4$

onde:

$M_A$  e  $M_B$  : momentos de primeira ordem nos extremos do pilar. Deve ser adotado para  $M_A$  o maior valor absoluto ao longo do pilar bi apoiado e para  $M_B$  o sinal positivo, se tracionar a mesma face que  $M_A$ , e negativo em caso contrário.

- Para pilares bi apoiados com forças transversais significativas ao longo da altura:

$$a_b = 1,0 \quad (2.5)$$

- Para pilares em balanço:

$$a_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_c}{M_A} \geq 0,85 \quad (2.6)$$

sendo que  $1,0 \geq a_b \geq 0,85$

onde:

$M_A$  = momento de primeira ordem no engaste;

$M_c$  = momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço.

A ABNT NBR 6118:2003 não prescreve nenhuma recomendação para o dimensionamento de pilares com índice de esbeltez superior a 200, salvo no caso de postes com força normal inferior a  $0,10 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ .

A Tabela 2.2 mostra os métodos de cálculo recomendados pela ABNT NBR 6118:2003 em função da esbeltez do pilar.

Tabela 2.2 – Métodos de cálculo em função da esbeltez do pilar (ABNT NBR 6118:2003)

Esbeltez	Consideração dos efeitos de segunda ordem	Determinação dos efeitos de segunda ordem	Consideração da Fluência
$I < I_1$	Não	Desprezam-se os efeitos de segunda ordem	Não
$I_1 \leq I \leq 90$	Sim	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Método do pilar padrão com curvatura aproximada;</li> <li>– Método do pilar padrão com rigidez <math>k</math> aproximada, inclusive para pilares submetidos a flexo-compressão oblíqua;</li> <li>– Método do pilar padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r;</li> <li>– Método Geral.</li> </ul>	Não
$90 < I \leq 140$	Sim	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Método do pilar padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r;</li> <li>– Método Geral.</li> </ul>	Sim
$140 < I \leq 200$	Sim	– Método Geral.	Sim
$I > 200$	Permitido apenas para postes com força normal menor que $0,10 f_{cd} A_c$		

O índice de esbeltez de um pilar pode ser calculado pela Equação 2.1. Segundo a ABNT NBR 6118:2003, o comprimento equivalente de um pilar, suposto como vinculado em ambas as extremidades, deve ser adotado como o menor dos dois valores indicados pela Equação 2.7.

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (2.7)$$

O valor do comprimento de flambagem pode assumir outros valores dependendo das condições de vínculos nas extremidades dos pilares de concreto armado. A Figura 2.2 mostra diversas opções de cálculo do comprimento de flambagem de pilares. A utilização dessas alternativas deve ser justificada de acordo com os vínculos e rizezas nas ligações pilar/viga de extremidade.

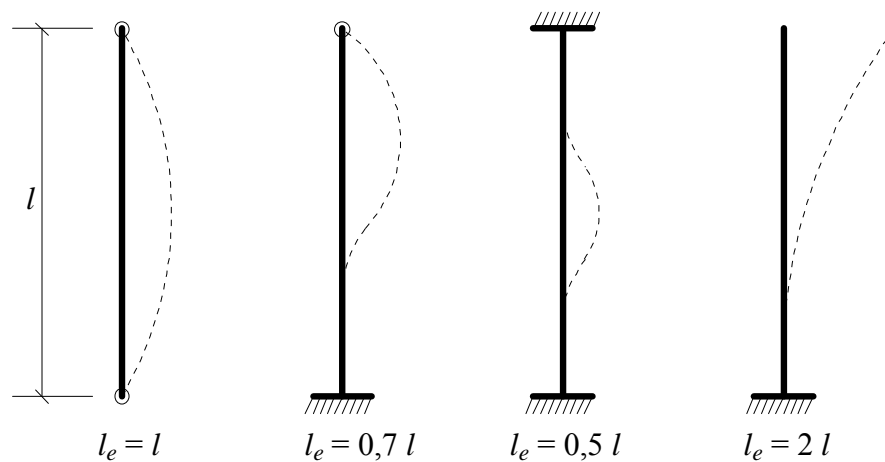


Figura 2.2 – Comprimentos de flambagem de acordo com a vinculação

### 2.2.3 Excentricidade Acidental

De acordo com a ABNT NBR 6118:2003 devem ser consideradas imperfeições geométricas ao longo do eixo dos elementos da estrutura na verificação do estado limite último. Essas imperfeições são do tipo: locais ou globais.

#### 2.2.3.1 – Imperfeições Locais

Segundo a ABNT NBR 6118:2003, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou falta de retilicidade do pilar na verificação das imperfeições locais dos pilares. Em casos usuais a consideração da falta de retilicidade ao longo do lance do pilar é suficiente para a consideração das imperfeições locais. A Figura 2.3 mostra os tipos de verificações de imperfeições locais consideradas na ABNT NBR 6118:2003.

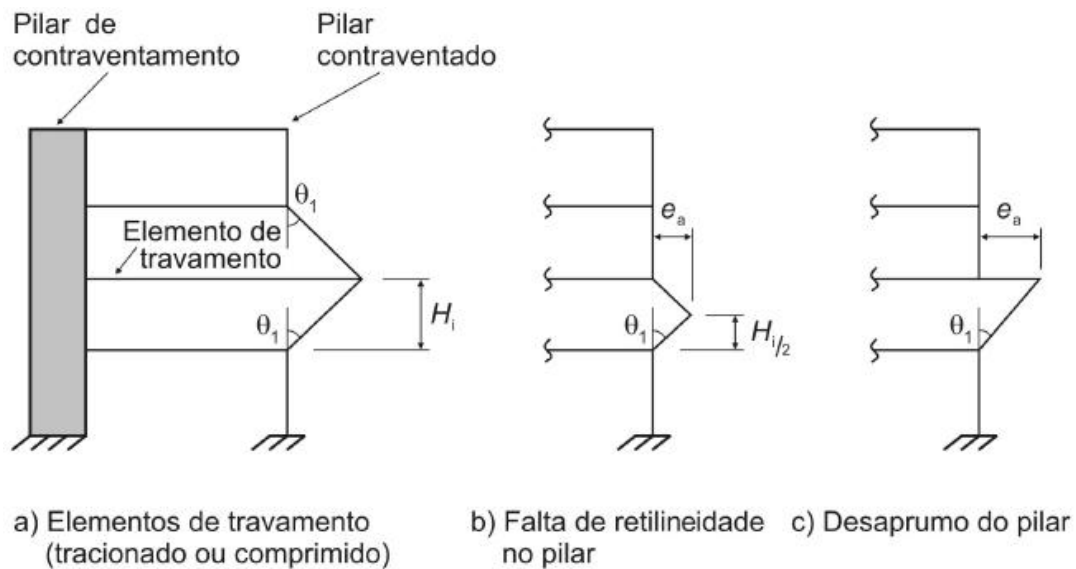


Figura 2.3 – Imperfeições geométricas locais – ABNT NBR 6118:2003

A excentricidade acidental  $e_a$  pode ser obtida pela expressão:

$$e_a = q_1 \cdot H_i / 2 \quad (2.8)$$

$$q_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (2.9)$$

onde:

$H_i$  = altura do lance considerado, em metros;

$H$  = altura da edificação, em metros;

$\theta_{1\min}$  = 1/400 para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1\min}$  = 1/300 para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

$\theta_{1\max}$  = 1/200.

O efeito das imperfeições locais pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração do momento mínimo de primeira ordem, de acordo com a Equação 2.10.

$$M_{1d,\min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03h) \quad (2.10)$$

onde:

$h$  = altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este momento devem ser acrescidos os momentos de segunda ordem.

Verifica-se que caso o momento de primeira ordem seja maior ou igual ao momento mínimo, os efeitos das imperfeições locais estão atendidos, caso contrário, a imposição do momento mínimo equivale na consideração de uma excentricidade mínima de primeira ordem. Esta consideração vale para estruturas reticuladas usuais.

### 2.2.3.2 – Imperfeições Globais

A ABNT NBR 6118:2003 também exige que sejam consideradas as imperfeições geométricas globais na análise global das estruturas, sejam elas contraventadas ou não, devendo ser considerado o mais desfavorável entre a ação do vento e o desaprumo dos elementos verticais. A Figura 2.4 mostra o desaprumo dos elementos verticais segundo a ABNT NBR 6118:2003.

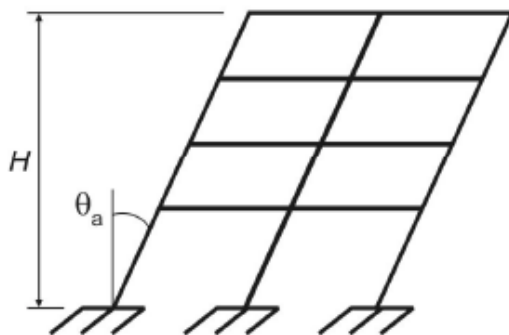


Figura 2.4 – Imperfeições globais – ABNT NBR 6118:2003

O desaprumo pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$q_a = q_1 \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (2.11)$$

onde:

$n$  = o número de prumadas de pilares;

$\theta_1$  é dado pela Equação 2.9.

#### 2.2.4 Determinação dos Efeitos Locais de Segunda Ordem

Como mostrado na Tabela 2.2, a determinação dos efeitos locais de segunda ordem deve ser feita de acordo com a esbeltez do pilar. Para barras submetidas a flexo-compressão normal o cálculo pode ser feito pelo método geral ou pelos método do pilar-padrão com curvatura aproximada e método do pilar-padrão com rigidez  $k$  aproximada.

##### 2.2.4.1 Método Geral

É um método complexo, que requer o uso de um procedimento computacional, e consiste na análise não-linear de segunda ordem com a consideração da relação momento-curvatura real em cada seção do pilar e a consideração da não-linearidade geométrica de maneira aproximada. O cálculo é realizado de forma incremental dos efeitos de segunda ordem até a configuração de equilíbrio da seção.

##### 2.2.4.2 Método do pilar padrão com curvatura aproximada

É um método aproximado de cálculo utilizado para o cálculo de pilares com  $l \leq 90$ , possuindo seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. Os efeitos localizados de segunda ordem são determinados de forma aproximada, considerando a deformada da barra como sendo senoidal.

A não linearidade física é determinada por uma expressão aproximada da curvatura da seção crítica.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela Equação 2.12.

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.12)$$

A curvatura,  $1/r$ , pode ser determinada de forma aproximada pela Equação 2.13.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(n+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (2.13)$$

onde:

$$n = N_{sd} / (A_c f_{cd})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$$

$h$  : altura da seção na direção considerada;

$v$  : força normal adimensional;

$M_{1d,min}$  : momento mínimo de primeira ordem;

$M_{1d,A}$  : valor de cálculo de primeira ordem do momento  $M_A$ ;

$\alpha_b$  : obtido das Equações 2.4, 2.5 ou 2.6.

#### 2.2.4.3 Método do pilar padrão com rigidez $\kappa$ aproximada

É também um método aproximado de cálculo de pilares com  $l \leq 90$ , com seção retangular constante, e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não-linearidade geométrica deve ser considerada de forma aproximada, considerando a deformação da barra senoidal.

A não-linearidade física do concreto deve ser considerada através de uma expressão aproximada da rigidez e o momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de primeira ordem pela Equação 2.14.

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{I^2}{120k/n}} \geq \left\{ \begin{array}{l} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{array} \right\} \quad (2.14)$$



A rigidez  $\kappa$  de forma aproximada, com valor adimensional, é calculada pela Equação 2.15.

$$k = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{hN_d} \right) n \quad (2.15)$$

#### 2.2.4.4 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r

O método do pilar-padrão ou pilar-padrão melhorado pode ser utilizado para a determinação dos efeitos locais de segunda ordem, utilizando-se para a curvatura da seção crítica valores obtidos de diagramas M, N, 1/r específicos para o caso, limitado a pilares com  $I \leq 140$ , considerando os efeitos da fluência caso  $I > 90$ .

### 2.2.5 Armaduras Longitudinais e Transversais

A armadura mínima de um pilar de concreto armado é calculada pelo valor correspondente à ruína produzida em uma peça de concreto simples submetida ao momento mínimo para evitar uma ruína frágil das seções transversais. Por outro lado, a consideração do momento máximo para as armaduras é realizada para assegurar uma ductilidade e respeitar o campo de validade dos ensaios que serviram de embasamento para a composição da norma em questão. As recomendações ora estudadas não são válidas para pilares-parede ( $h \leq 5b$ ).

A taxa de armadura é definida pela Equação 2.16 e o valor mínimo é definido pela Equação 2.17:

$$r = \frac{A_s}{A_c} \quad (2.16)$$

$$r_{\min} = 0,15 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} n \geq 0,40\% \quad (2.17)$$

A maior taxa de armadura admissível é de 8% da seção real, considerando a região de transpasse, onde ocorrem as emendas, e o Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é tomado como 0,2. Assim, a área de aço máxima permitida é definida pela Equação 2.18.

$$A_{s,máx,tot} = \frac{8,0\%}{2} A_c \quad (2.18)$$

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

As armaduras devem ser dispostas de modo a garantir uma resistência adequada do elemento estrutural e em seções poligonais deve existir pelo menos uma barra em cada vértice. Em seções circulares devem ser dispostas no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro. A Figura 2.5 mostra o número mínimo de barras longitudinais para diversas seções transversais e a sua disposição.

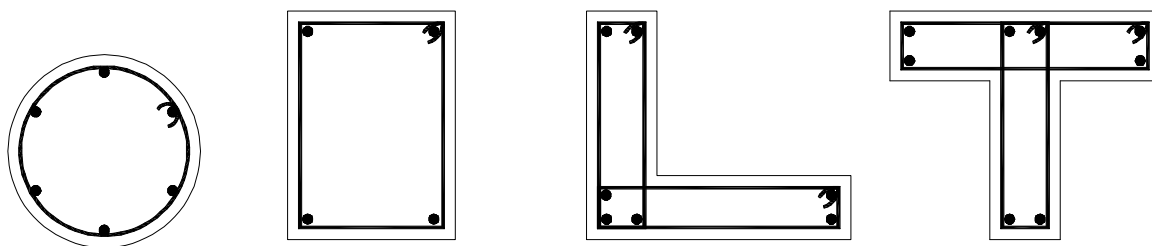


Figura 2.5 – Disposição das barras longitudinais mínimas para diversas seções

O espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores: 20 mm, diâmetro da barra, do feixe ou da luva, 1,2 vez o diâmetro máximo do agregado, inclusive nas emendas.

O espaçamento máximo entre eixos das barras deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm.

A armadura transversal de pilares deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória a colocação na região de cruzamento de vigas e lajes, e deve ser calculada de forma a garantir o posicionamento das barras e impedir a flambagem das barras longitudinais, garantir a costura das emendas das barras. Deve também resistir às tensões

de tração decorrentes de mudanças de direção das tensões, resistir às tensões de tração devido a força cortante, confinar o concreto e obter uma peça mais resistente ou dúctil.

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores: 200 mm, menor dimensão da seção,  $24\Phi$  para CA-25 e  $12\Phi$  para CA-50.

Quando houver necessidade de armaduras transversais para forças cortantes e torção, esses valores devem ser comparados com os mínimos especificados, adotando-se o menor dos limites.

## 2.2.6 Dimensionamento de Elementos Lineares

As seguintes hipóteses básicas são consideradas na análise dos esforços resistentes de uma seção transversal: as seções transversais permanecem planas após a deformação, é considerado que a deformação do concreto é a mesma da barra no seu entorno.

A tensão nas armaduras é obtida a partir do diagrama tensão-deformação simplificado, mostrado na Figura 2.6, sendo aplicado tanto para a tração quanto para a compressão.

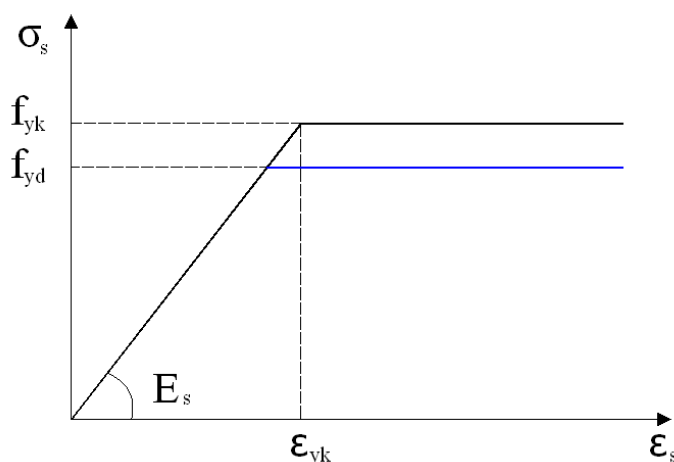


Figura 2.6 – Diagrama tensão-deformação do aço (ABNT NBR 6118:2003)

As tensões de tração no concreto podem ser desprezadas e a distribuição das tensões de compressão no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola retângulo mostrado na Figura 2.7 com tensão de cálculo igual a  $0,85f_{cd}$ .

Para análises no Estado Limite Último, pode ser empregado o diagrama tensão-deformação da Figura 2.7.

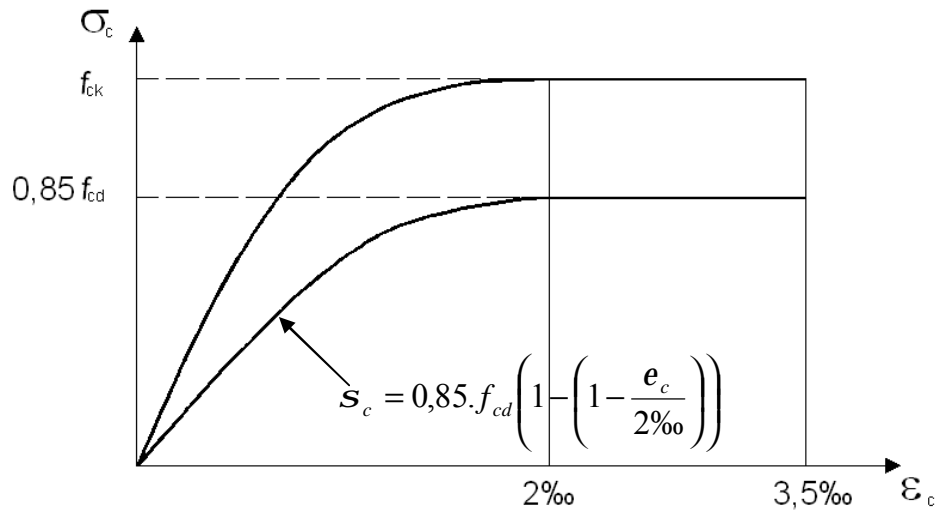


Figura 2.7 – Diagrama parábola-retângulo (ABNT NBR 6118:2003)

A ABNT NBR 6118:2003 permite a substituição desse diagrama parábola-retângulo de altura  $0,8x$  (onde  $x$  é a profundidade da linha neutra), com a tensão de  $0,85f_{cd}$ , no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir dessa para borda comprimida, e  $0,80f_{cd}$  caso contrário.

O Estado Limite Último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios mostrados na Figura 2.8.

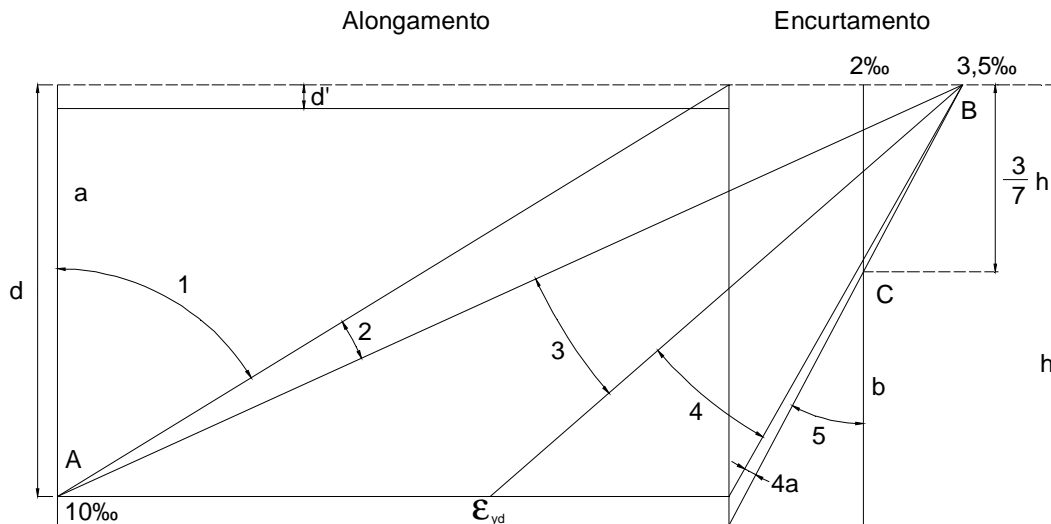


Figura 2.8 – Domínios de ruptura

No estado de ruptura convencional por deformação plástica excessiva, a reta “a” representa uma tração uniforme, o domínio 1 representa a flexo-tração sem compressão e o domínio 2 representa a flexão simples ou a flexo-compressão sem ruptura à compressão do concreto.

No estado de ruptura convencional por encurtamento limite do concreto, o domínio 3 representa a flexão simples ou a flexo-compressão (seção subarmada) com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço, o domínio 4 representa a flexão simples ou a flexo-compressão (seção superarmada) com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento.

O domínio 4a representa a flexão simples ou a flexo-compressão com armaduras comprimidas, o domínio 5 representa a compressão não uniforme, e a reta “b” configura a compressão uniforme.

### 2.2.7 Flexo-compressão com Grande Excentricidade (Domínios 2-3-4-4a)

Na flexo-compressão com grande excentricidade a seção de concreto está parcialmente comprimida, apresentando tensões de compressão e tração. A Figura 2.9 mostra as condições de equilíbrio da seção sob flexo-compressão com grande excentricidade.

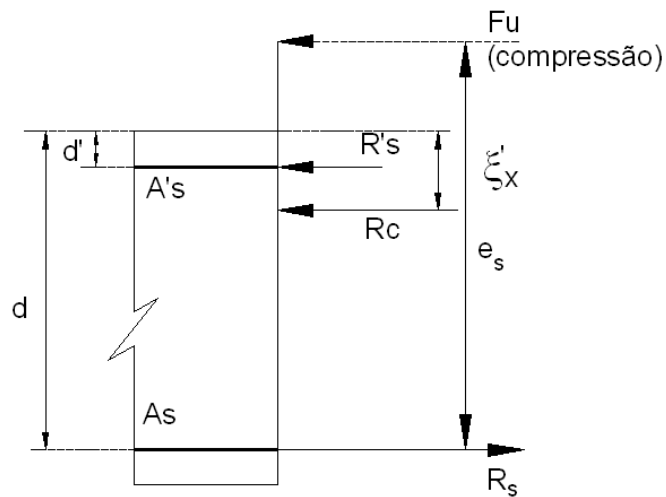


Figura 2.9 – Flexo-compressão com grande excentricidade – FUSCO (1986)

Considerando a Figura 2.9, as equações de equilíbrio na flexo-compressão podem ser escritas na forma:

$$F_u = R_c + R'_s - R_s \quad (2.19)$$

$$F_u e_s = R_c (d - x) + R'_s (d - d') \quad (2.20)$$

com  $F_u > 0$  na compressão, temos:

$$N_d = F_u \quad (2.21)$$

$$M_d = F_u e_s \quad (2.22)$$

Para o estabelecimento das equações adimensionais de equilíbrio, definem-se os símbolos:

$$x = \frac{x}{d} \quad (2.23)$$

$$x' = \frac{x'}{d} \quad (2.24)$$

$$d' = \frac{d'}{d} \quad (2.25)$$

$$w = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_{cd}} \quad (2.26)$$

$$w' = \frac{A'_s f'_{yd}}{bd f_{cd}} \quad (2.27)$$

$$n_d = \frac{N_d}{bdf_{cd}} \quad (2.28)$$

$$m_d = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = \frac{N_d e_s}{bd^2 f_{cd}} \quad (2.29)$$

Considerando sempre o momento  $M_s$  em relação ao centro de gravidade da armadura de tração e que:

$$R_c = 0,85abxf_{cd} \quad (2.30)$$

onde:

$$a = \frac{s'_{cm}}{0,85f_{cd}} \quad (2.31)$$

as equações de equilíbrio podem ser escritas sob a forma adimensional:

$$n_d = \frac{N_d}{bdf_{cd}} = \frac{0,85abxf_{cd}}{bdf_{cd}} + \frac{A'_s s'_{sd}}{bdf_{cd}} - \frac{A_s s_{sd}}{bdf_{cd}} \quad (2.32)$$

$$m_d = \frac{N_d e_s}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,85abxf_{cd}(d-x'x)}{bd^2 f_{cd}} + \frac{A'_s s'_{sd}(d-d')}{bd^2 f_{cd}} \quad (2.33)$$

Logo:

$$n_d = \frac{N_d}{bd^2 f_{cd}} = 0,85ax + w' \frac{s'_{sd}}{f'_{yd}} - w \frac{s_{sd}}{f_{yd}} \quad (2.34)$$

$$m_d = 0,85ax(1-x'x) + w' \frac{s'_{sd}}{f'_{yd}}(1-d') \quad (2.35)$$

Todos os termos são tomados em valor absoluto, exceto quando  $N_d$  é de tração.

As Equações 2.34 e 2.35 compõem as equações de equilíbrio para resolução de problemas de flexo-compressão nos domínios 2, 3, 4 e 4a, nas 10 variáveis  $v_d$ ,  $\mu_d$ ,  $\omega$ ,  $\omega'$ ,  $\xi$ ,  $\alpha$ ,  $\xi'$ ,  $\sigma_{sd}$ ,  $\sigma'_{sd}$  e  $\delta'$ , das quais  $\alpha$ ,  $\xi'$ ,  $\sigma_{sd}$  e  $\sigma'_{sd}$  são funções unívocas de  $\xi$ , sendo o valor de  $\delta'$  estabelecido em função do arranjo das armaduras.

Nos problemas de dimensionamento, nos quais são conhecidos os valores de  $\mu_{sd}$  e  $v_d$ , consideram-se as duas equações de equilíbrio em função apenas das cinco variáveis independentes:  $v_d$ ,  $\mu_d$ ,  $\omega$ ,  $\omega'$  e  $\xi$ .

Observa-se que a solução dos problemas de dimensionamento por meio das duas equações de equilíbrio, quando são conhecidas apenas duas das cinco variáveis independentes, exige que seja arbitrado o valor de uma terceira variável para que restem apenas duas incógnitas. Assim, na flexo-compressão, conhecidos  $\mu_d$  e  $v_d$ , arbitra-se o valor de  $\xi$  e calculam-se  $\omega$  e  $\omega'$ .

É importante também observar que a variável  $\xi$ , que fixa a posição da linha neutra, pode efetivamente ser arbitrada. De fato, quando se adota o valor de  $\xi$ , o que se está fazendo é fixar o tipo de estado limite último a ser atingido em primeiro lugar e, desse estado limite último, determinar o valor da deformação extrema do material que não condicional o estado limite.

Segundo FUSCO (1986), nos problemas de verificação, o melhor caminho a ser seguido é o do emprego de diagramas de interação. Na literatura técnica, esses diagramas são apresentados com diferentes particularidades, as quais deverão ser consideradas para a sua correta aplicação.

Quando se trata de problemas de verificação, nos quais são conhecidos os valores de  $\omega$  e  $\omega'$ , não se pode arbitrar o valor de  $\xi$ , pois existem infinitos pares de valores  $\mu_d$  e  $v_d$  que satisfazem às equações de equilíbrio, correspondendo um par para cada valor diferente de  $\xi$ .



Conhecidos os momentos fletores característicos  $M_k$  e a força normal característica  $N_k$ , e escolhida a direção da verificação da segurança, determina-se o ponto correspondente à situação de cálculo  $M_d$  e  $N_d$ , a qual deve estar situada na região de segurança delimitada pelo diagrama de interação das condições últimas  $M_u$  e  $N_u$ , como mostra a Figura 2.10.

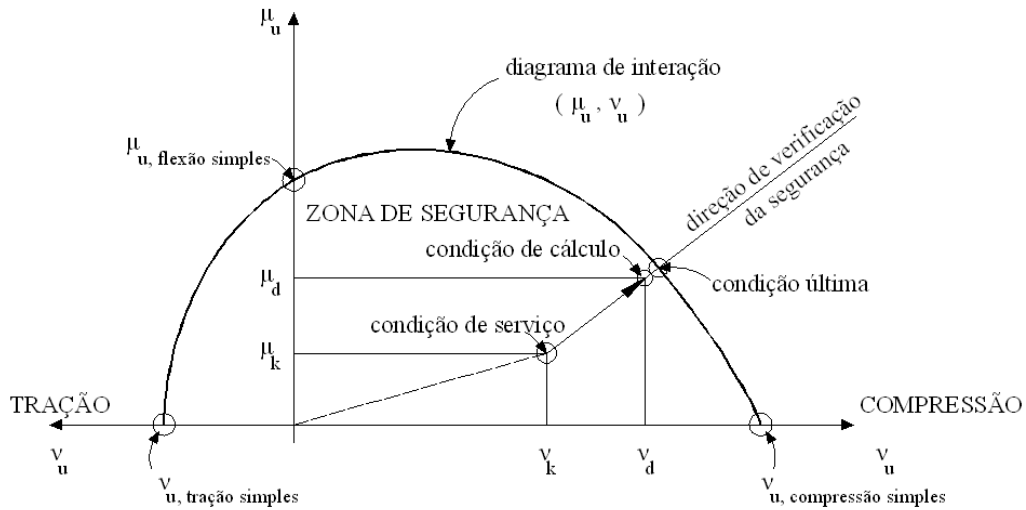


Figura 2.10 – Verificação da segurança – FUSCO (1986)

### 2.2.8 Flexo-Compressão com Pequena Excentricidade (Domínio 5)

Na flexo-compressão com pequena excentricidade, a seção transversal está plenamente comprimida, com a linha neutra passando fora da seção transversal. A Figura 2.11 mostra as condições de equilíbrio da seção sob flexo-compressão com grande excentricidade.

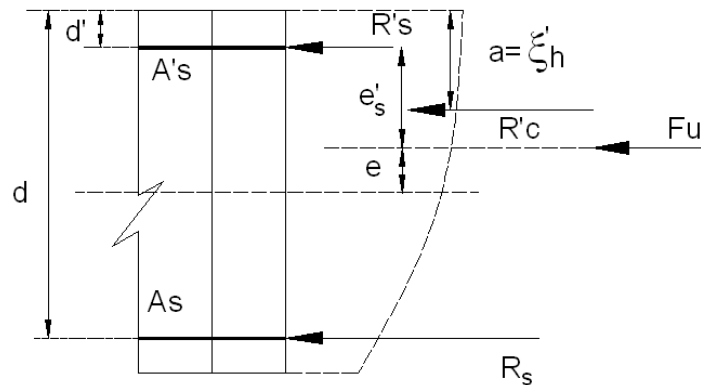


Figura 2.11 – Flexo-compressão com pequena excentricidade – FUSCO (1986)

As equações de equilíbrio para flexo-compressão com pequena excentricidade são:

$$F_u = R_c + R_s + R'_s \quad (2.36)$$

$$F_u e'_s = R_c (a - d') + R_s (d - d') \quad (2.37)$$

onde:

$$N_d = F_u \quad (2.38)$$

$$M_d = F_u e'_s \quad (2.39)$$

sendo:

$$R_c = 0,85a_1 b h f_{cd} \quad (2.40)$$

$$R_s = A_s s_{sd} \quad (2.41)$$

$$R'_s = A'_s s'_{sd} \quad (2.42)$$

$$a = x'_1 h \quad (2.43)$$

$$d' = d'_1 h \quad (2.44)$$

$$d = d_1 h \quad (2.45)$$

tem-se:

$$N_d = 0,85a_1 b h f_{cd} + A'_s s'_{sd} + A_s s_{sd} \quad (2.46)$$

$$M_d = 0,85a_1 b h^2 f_{cd} (x'_1 - d'_1) + A_s s_{sd} (d - d') \quad (2.47)$$

Definindo-se os esforços solicitantes relativos adimensionais:

$$n_d = \frac{N_d}{b h f_{cd}} \quad (2.48)$$

$$m_d = \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} = \frac{N_d e'_s}{b h^2 f_{cd}} \quad (2.49)$$

são obtidas as equações adimensionais de equilíbrio:

$$n_d = 0,85a_1 + w' \frac{S'_{sd}}{f'_{yd}} + w \frac{S_{sd}}{f_{yd}} \quad (2.50)$$

$$m_d = 0,85a_1(x'_1 - d'_1) + w \frac{S_{sd}}{f_{yd}}(d_1 - d'_1) \quad (2.51)$$

As equações adimensionais de equilíbrio são utilizadas para a resolução de problemas de flexo-compressão com pequena excentricidade e tem como solução ideal o emprego de diagramas de interação. O cálculo prático de dimensionamento é feito através da fixação da posição da linha neutra.

Estabelecendo-se o arranjo geral da armadura dentro da seção transversal da peça, ficam fixados os valores de  $\delta_1$  e  $\delta'_1$  e, arbitrando-se o valor de  $\xi_1$ , ficam determinados os valores de  $\alpha_1$ ,  $\xi'_1$ ,  $\sigma'_{sd}$ , restando no problema apenas as cinco variáveis independentes:  $v_d$ ,  $\mu_d$ ,  $\xi_1$ ,  $\omega$  e  $\omega'$ . Arbitrando-se o valor de  $\xi_1$ , as incógnitas  $\omega$  e  $\omega'$  podem ser calculadas com os dados dos esforços  $v_d$ ,  $\mu_d$ .

## 2.3 MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA A CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

### 2.3.1 ABNT NBR 6118:2003

No item 2.2.4 – “Determinação dos Efeitos Locais de Segunda Ordem”, foram apresentados os métodos da ABNT NBR 6118:2003 para a consideração dos efeitos de segunda ordem de pilares submetidos a flexo-compressão. O Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada e o Método do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada fornecem o momento total final do elemento deformado, portanto pode-se facilmente encontrar as excentricidades de segunda ordem ou total manipulando-se as equações mostradas anteriormente.

#### 2.3.1.1 Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada

De acordo esse método, a excentricidade de segunda ordem  $e_2$  pode ser determinada por:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \frac{0,005}{(n + 0,5)h} \quad (2.52)$$

onde:

$$n = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (2.53)$$

$A_c$  = área da seção transversal;

$h$  = altura da seção na direção considerada;

$\nu \geq 0,5$ .

### 2.3.1.2 Método do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada

De acordo esse método, manipulando-se as equações, a excentricidade total  $e_{tot}$  pode ser determinada por:

$$e_{tot} = \frac{\alpha_b e_1}{1 - \frac{I^2 n}{120k}} \quad (2.54)$$

onde:

$\lambda$  = índice de esbeltez do pilar;

$\alpha_b = 1$  para pilares birrotulados;

$\kappa$  = rigidez aproximada, dada pela Equação 2.55:

$$k = 32 \left( 1 + \frac{5e_{tot}}{h} \right) n \quad (2.55)$$

Introduzindo (2.55) em (2.54), obtém-se a expressão  $e_{tot}$  final:

$$e_{tot} = h \left( B + \sqrt{B^2 + 0,2e_1 / h} \right) \quad (2.56)$$

$$B = \frac{I^2}{38400} + 0,5 \frac{e_1}{h} - 0,1 \quad (2.57)$$

### 2.3.2 MC- CEB (1990)

Segundo ARAÚJO (2001), a excentricidade de segunda ordem  $e_2$  pelo MC-CEB (1990) é dada por:

$$e_2 = C + \sqrt{C^2 + 0,125l_e^2 c_u e_1} \quad (2.58)$$

onde:

$$C = 0,05l_e^2 c_u - 0,5e_1 \quad (2.59)$$

Para a curvatura máxima  $\chi_u$ , o MC-CEB (1990) adota a seguinte expressão:

$$c_u = \frac{2K_2 f_{yd} / E_s}{(d - d')} \quad (2.60)$$

onde:

$(d - d')$  = distância entre as armaduras;

$K_2$  = coeficiente que leva em conta a redução da curvatura com o aumento da força normal de compressão, dado por:

$$K_2 = \frac{N_{ud} - N_d}{N_{ud} - N_{bal}} \leq 1 \quad (2.61)$$

onde:

$N_d$  = força normal de cálculo;

$N_{bal}$  = força normal para o máximo momento fletor resistente;

$N_{ud}$  = força normal resistido pela seção em concreto simples.

A força normal  $N_{ud}$  é dada por:

$$N_{ud} = 0,85A_c f_{cd} + A_s \sigma_{sd,2} \quad (2.62)$$

onde:

$\sigma_{sd,2} = 40 \text{ kN/cm}^2$  é a tensão no aço para uma deformação de compressão igual a 2 ‰;

A força normal  $N_{bal}$  pode ser obtida por:

$$N_{bal} = 0,4A_c f_{cd} \quad (2.63)$$

### 2.3.3 ACI 318:2002

ARAÚJO (2001) apresenta a excentricidade total para o ACI 318:1995, porém em relação a determinação dos efeitos de segunda ordem, o método não sofreu alterações em relação ao ACI 318:2002. Portanto, a excentricidade total  $e_{tot}$  é dada por:

$$e_{tot} = \frac{e_1}{1 - \frac{N_d}{0,75P_e}} \quad (2.64)$$

onde:

$P_e$  = força crítica de Euler, dada por:

$$P_e = \frac{p^2 EI}{l_e^2} \quad (2.65)$$

$$EI = 0,4E_{cs}I_c \quad (2.66)$$

onde:

$I_c$  = momento de inércia da seção de concreto simples;

$E_{cs}$  = módulo de deformação longitudinal secante do concreto, dado por:

$$E_{cs} = 4730\sqrt{f_{ck}}, MPa \quad (2.67)$$

O método só pode ser aplicado para  $N_d < 0,75 P_e$ .

## 2.4 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE PILARES SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

### 2.4.1 HOGNESTAD (1951)

Realizou um estudo experimental com 120 pilares de concreto armado com forças excêntricas de curta duração com o objetivo de obter uma maior clareza no comportamento de peças de concreto armado submetidas à flexão normal composta. Os pilares foram divididos em quatro grupos com 30 modelos cada.

Os pilares dos grupos I, II e III possuíam seção transversal quadrada de 254 mm de lado, comprimento de 1904 mm e taxa de armadura variando de 1,46% a 4,8%. Os pilares do grupo IV possuíam seção transversal circular com diâmetro igual a 305 mm e comprimento

de 2236 mm, apresentando uma taxa de armadura longitudinal igual a 4,25%. A resistência à compressão do concreto variou de 14 MPa a 35 MPa e a excentricidade da força variou de 0 a 1,25h, sendo h a dimensão lateral dos pilares ensaiados.

A Figura 2.12 mostra as características geométricas dos pilares ensaiados por HOGNESTAD (1951), com medidas em milímetros.

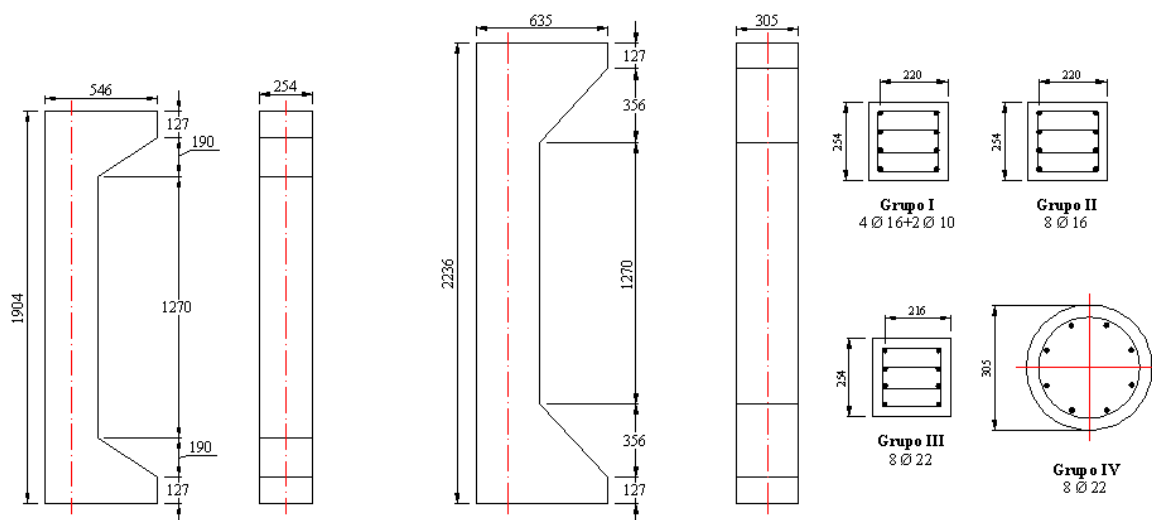


Figura 2.12 – Características geométricas dos pilares ensaiados – HOGNESTAD (1951)

A Tabela 2.3 mostra o resumo das armaduras longitudinais e transversais dos pilares ensaiados, utilizadas por HOGNESTAD (1951).

Tabela 2.3 – Características das armaduras dos pilares ensaiados – HOGNESTAD (1951)

Grupo	$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s0}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{y(s1)}$ (MPa)	$F_{y(s0)}$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	Armadura Transversal
I	804 (4Φ16mm)	157 (2Φ10mm)	301	414	193	Φ 6,3 c/ 203 mm
II	804 (4Φ16mm)	804 (4Φ16mm)	301	301	193	Φ 6,3 c/ 203 mm
III	1520 (4Φ22mm)	1520 (4Φ22mm)	301	301	200	Φ 6,3 c/ 203 mm
IV	1520 (4Φ22mm)	1520 (4Φ22mm)	301	301	200	Espirais USSWG c/ 38 mm

Os modos de ruína observados foram: por compressão e por tração. As ruínas por compressão foram caracterizadas pela ruptura do concreto da face comprimida e tensões na armadura tracionada menores que a tensão de escoamento, e nas ruínas por tração houve uma plastificação da armadura tracionada, apresentando grandes deformações e consideráveis deslocamentos da linha neutra antes da ruptura do concreto comprimido.

Foi observado que os pilares romperam acima da metade da altura, e este comportamento foi justificado pelo autor pela diferença do grau de compactação durante a moldagem, já que os pilares foram moldados na posição vertical. Os ensaios mostraram diferenças de deslocamentos e deformações entre a extremidade inferior e superior, justificando a hipótese.

Os pilares de seção transversal quadrada, submetidos a compressão centrada, foram carregados sob aparelhos de apoio articulados, rompendo-se com forças de 10% a 15% menores que pilares carregados sob aparelhos de apoio fixos. O autor verificou ser praticamente impossível obter uma aplicação de força centrada com aparelhos de apoio articulados. O esquema de ensaio adotado é mostrado na Figura 2.13.

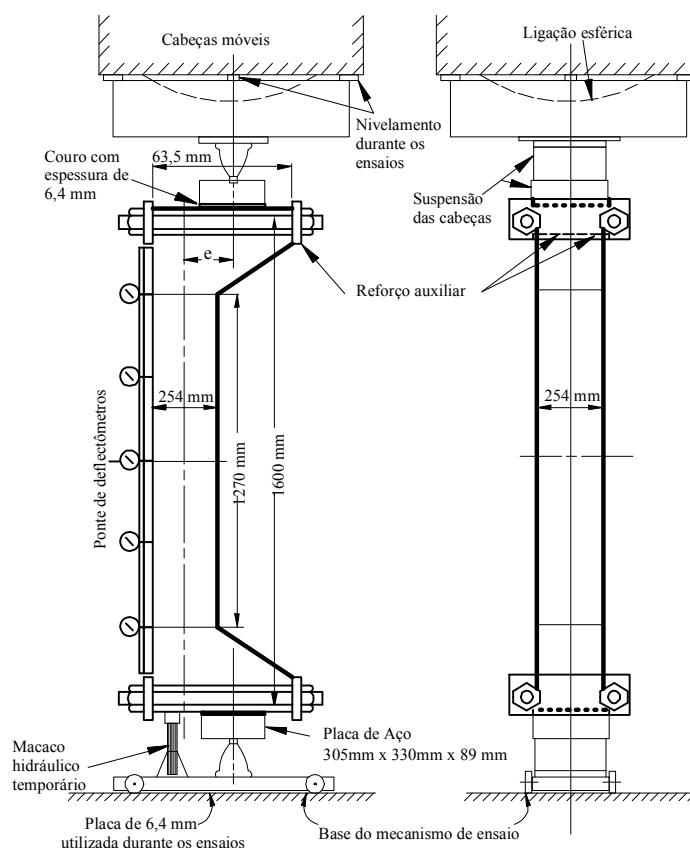


Figura 2.13 – Esquema de ensaio adotado por HOGNESTAD (1951)



A Tabela 2.4 mostra os resultados dos ensaios do Grupo I de HOGNESTAD (1951).

Tabela 2.4 – Resultados dos ensaios do Grupo I – HOGNESTAD (1951)

Grupo	Pilar	$f_c$ (MPa)	Excentricidade (mm)		$F_u$ (kN)	$\epsilon_c$ (mm/m)	Modo de Ruptura
			e	$\Delta e$			
I	A-1a	36,4	0,0	3,0	1726	3,40	C
	A-1b	39,0	9,0	3,6	1962	3,80	C
	B-1a	29,3	0,0	3,0	1526	4,90	C
	B-1b	28,1	0,0	3,0	1566	4,56	C
	C-1a	15,7	0,0	3,3	988	3,60	C
	C-1b	13,9	0,0	3,3	850	3,44	C
	A-2a	36,4	63,5	5,6	1063	3,34	C
	A-2b	40,2	63,5	7,1	1125	3,26	C
	B-2a	29,3	63,5	6,9	947	4,56	C
	B-2b	28,1	63,5	6,1	845	4,60	C
	C-2a	15,7	63,5	6,9	527	3,00	C
	C-2b	13,6	63,5	6,9	445	3,60	C
	A-3a	39,0	127,0	8,1	594	3,00	T
	A-3b	40,2	127,0	7,1	623	3,82	T
	B-3a	31,9	127,0	10,4	560	3,16	CT
	B-3b	29,6	127,0	9,4	516	3,20	CT
	C-3a	13,0	127,0	7,1	269	3,80	C
	C-3b	11,7	127,0	8,4	285	3,60	C
	A-4a	33,2	190,5	11,4	376	-	T
	A-4b	38,6	190,5	8,9	360	-	T
	B-4a	26,2	190,5	12,2	356	-	T
	B-4b	29,6	190,5	13,2	360	-	T
	C-4a	11,7	190,5	8,1	225	3,12	C
	C-4b	11,9	190,5	7,9	231	3,68	C
	A-5a	33,2	317,5	10,2	214	-	T
	A-5b	38,6	317,5	10,2	190	-	T
	B-5a	29,6	317,5	10,7	205	-	T
	B-5b	31,6	317,5	11,4	202	-	T
	C-5a	15,9	317,5	8,6	173	4,40	CT
	C-5b	12,2	317,5	8,6	146	3,68	CT

Be, C, CT e T indicam ruína à flexão, compressão, próxima da balanceada e tração, respectivamente.

A Tabela 2.5 mostra os resultados dos ensaios do Grupo II de HOGNESTAD (1951).

Tabela 2.5 – Resultados dos ensaios do Grupo II – HOGNESTAD (1951)

Grupo	Pilar	$f_c$ (MPa)	Excentricidade (mm)		$F_u$ (kN)	$\epsilon_c$ (mm/m)	Modo de Ruptura
			e	$\Delta e$			
II	A-6a	36,1	0,0	-	1842	-	Be
	A-6b	36,0	0,0	-	2135	-	Be
	B-6a	28,1	0,0	1,8	2028	-	C
	B-6b	27,9	0,0	1,5	1868	-	C
	C-6a	13,9	0,0	2,5	1001	-	C
	C-6b	10,5	0,0	4,6	899	-	C
	A-7a	36,1	82,5	4,8	1219	4,12	C
	A-7b	40,1	63,5	6,6	1263	4,40	C
	B-7a	28,1	63,5	6,4	1139	3,76	C
	B-7b	27,9	63,5	6,1	1103	3,24	C
	C-7a	13,6	63,5	7,1	627	3,72	C
	C-7b	10,5	63,5	6,9	564	5,00	C
	A-8a	38,1	127,0	8,6	721	4,40	T
	A-8b	40,1	127,0	10,2	676	4,02	T
	B-8a	32,4	127,0	8,9	694	3,86	CT
	B-8b	29,4	127,0	8,1	649	3,40	CT
	C-8a	12,5	127,0	8,1	440	4,64	C
	C-8b	12,5	127,0	9,9	440	5,56	C
	A-9a	35,2	190,5	9,4	425	-	T
	A-9b	35,6	190,5	9,9	426	-	T
	B-9a	32,4	190,5	8,9	418	-	T
	B-9b	30,1	190,5	8,1	411	3,36	T
	C-9a	13,0	190,5	9,7	323	4,32	CT
	C-9b	11,9	190,5	8,9	314	5,52	CT
	A-10a	35,2	317,5	7,1	208	-	T
	A-10b	35,6	317,5	6,3	209	-	T
	B-10a	29,4	317,5	7,1	206	-	T
	B-10b	30,1	317,5	7,4	206	-	T
	C-10a	15,9	317,5	8,9	192	-	T
	C-10b	12,2	317,5	9,7	185	-	T

Be, C, CT e T indicam ruína à flexão, compressão, próxima da balanceada e tração, respectivamente.

A Tabela 2.6 mostra os resultados dos ensaios do Grupo III de HOGNESTAD (1951).

Tabela 2.6 – Resultados dos ensaios do Grupo III – HOGNESTAD (1951)

Grupo	Pilar	$f_c$ (MPa)	Excentricidade (mm)		$F_u$ (kN)	$\epsilon_c$ (mm/m)	Modo de Ruptura
			e	$\Delta e$			
III	A-11a	28,6	0,0	-	2046	-	Be
	A-11b	34,8	0,0	-	1957	-	Be
	B-11a	26,7	0,0	2,0	2224	-	C
	B-11b	27,6	0,0	2,5	2157	-	C
	C-11a	15,2	0,0	-	1223	-	Be
	C-11b	14,3	0,0	0,0	1570	-	C
	A-12a	28,6	63,5	5,1	1401	-	C
	A-12b	34,8	63,5	5,6	1446	-	C
	B-12a	29,6	63,5	5,6	1348	3,48	C
	B-12b	27,6	63,5	6,6	1263	3,36	C
	C-12a	15,9	63,5	6,6	1121	3,82	C
	C-12b	15,2	63,5	5,6	1023	4,48	C
	A-13a	36,9	127,0	9,1	979	-	C
	A-13b	33,4	127,0	8,6	934	-	C
	B-13a	24,7	127,0	8,9	801	4,04	C
	B-13b	29,6	127,0	8,6	916	4,12	C
	C-13a	15,9	127,0	8,4	672	4,36	C
	C-13b	14,3	127,0	7,1	609	3,80	C
	A-14a	36,9	190,5	9,4	632	-	T
	A-14b	35,2	190,5	10,9	681	3,70	T
	B-14a	24,7	190,5	9,9	617	3,30	CT
	B-14b	31,6	190,5	-	489	-	CONSOLO
	C-14a	13,4	190,5	8,6	514	4,30	C
	C-14b	14,3	190,5	9,4	463	3,92	C
	A-15a	35,2	317,5	10,7	391	-	T
	A-15b	33,4	317,5	8,9	351	-	T
	B-15a	26,2	317,5	10,4	329	-	T
	B-15b	31,9	317,5	10,7	376	-	T
	C-15a	13,4	317,5	9,9	322	3,40	C
	C-15b	14,3	317,5	10,4	331	4,28	CT

Be, C, CT e T indicam ruína à flexão, compressão, próxima da balanceada e tração, respectivamente.

A Tabela 2.7 mostra os resultados dos ensaios do Grupo IV de HOGNESTAD (1951).

Tabela 2.7 – Resultados dos ensaios do Grupo IV – HOGNESTAD (1951)

Grupo	Pilar	$f_c$ (MPa)	Excentricidade (mm)		$F_u$ (kN)	$\epsilon_c$ (mm/m)	Modo de Ruptura
			e	$\Delta e$			
IV	A-16a	35,5	0,0	-	3381	-	C
	A-16b	32,0	0,0	0,3	3083	2,60	C
	B-16a	20,6	0,0	0,8	2291	2,40	C
	B-16b	22,8	0,0	0,3	2286	2,60	C
	C-16a	11,0	0,0	0,8	1650	2,60	C
	C-16b	9,8	0,0	0,5	1624	2,70	C
	A-17a	35,5	76,2	7,6	1526	3,10	C
	A-17b	32,0	76,2	7,6	1259	3,10	C
	B-17a	25,0	76,2	8,6	1125	3,20	C
	B-17b	22,8	76,2	8,6	1059	3,00	C
	C-17a	9,8	76,2	14,0	832	3,80	C
	C-17b	11,0	76,2	12,7	796	4,04	C
	A-18a	34,6	152,4	11,2	721	2,60	T
	A-18b	34,5	152,4	12,7	761	3,42	T
	B-18a	23,3	152,4	10,7	623	3,00	T
	B-18b	24,7	152,4	11,9	605	3,00	T
	C-18a	11,6	152,4	20,3	565	4,60	CT
	C-18b	11,0	152,4	15,2	476	3,20	CT
	A-19a	34,6	228,6	15,7	494	3,36	T
	A-19b	36,6	228,6	15,7	508	3,40	T
	B-19a	23,3	228,6	13,7	438	3,56	T
	B-19b	24,7	228,6	14,2	458	3,20	T
	C-19a	11,6	228,6	20,3	351	2,60	T
	C-19b	11,2	228,6	20,3	351	5,00	T
	A-20a	36,6	381,0	17,2	301	3,28	T
	A-20b	34,5	381,0	14,7	282	3,00	T
	B-20a	20,6	381,0	19,0	256	2,40	T
	B-20b	25,0	381,0	15,2	276	2,84	T
C-20a	11,2	381,0	15,2	209	3,20	T	
C-20b	11,0	381,0	18,3	209	3,92	T	

Be, C, CT e T indicam ruína à flexão, compressão, próxima da balanceada e tração, respectivamente.

O autor verificou que a ruína de todas as peças do grupo I, II e III carregadas excentricamente ocorreu com o esmagamento do concreto, apresentando uma deformação

última de 3,8%. Após o esmagamento do concreto houve a flambagem da armadura longitudinal entre os estribos, ocasionando uma diminuição brusca da capacidade resistente dos pilares.

Foi verificado que instantes antes da ruína os pilares passaram por um estado de equilíbrio “semi-neutro”, com grandes incrementos de deformação a partir de pequenos acréscimos de força, iniciados a partir do escoamento da armadura de tração ou compressão, dependendo do modo de ruína.

Observou-se que os pilares que romperam à tração apresentaram deslocamentos superiores aos deslocamento dos pilares que romperam à compressão, e houve uma distribuição linear das deformações mesmo próximo à ruptura.

Para grandes excentricidades, a resistência à compressão do concreto teve pouca influência, pois prevaleceu a ruína por tração, e para pequenas excentricidades houve uma variação considerável da força de ruína com a variação da resistência do concreto.

A variação da quantidade de armadura e arranjo influenciou as forças últimas, prevalecendo nas ruínas por compressão, não dependendo da resistência à compressão do concreto. Já para ruínas de tração, especialmente para maiores resistências do concreto, a influência do aumento da armadura de compressão é pequena, enquanto que no incremento de 804 mm<sup>2</sup> para 1520 mm<sup>2</sup> da área da armadura de tração, as forças últimas praticamente dobraram.

Em relação aos pilares de seção transversal circular, submetidas à compressão centrada sob aparelhos de apoio fixos, verificou-se que após o carregamento que acarretou o destacamento do cobrimento de concreto, desenvolveram-se consideráveis deformações e foi alcançada uma força superior à primeira que foi alcançada com a ação da armadura transversal em espiral, apresentando uma deformação última do concreto na ordem 2,5%.

Nos pilares circulares carregados excentricamente, sob aparelhos de apoio articulados, a força última foi alcançada com o destacamento do concreto, não atingindo uma segunda força ocasionada pela armadura em espiral.

Verificou-se que os pilares circulares carregados excentricamente apresentaram grandes aumentos de deslocamentos com pequena perda da capacidade de força, com a armadura transversal em espiral impedindo a flambagem das barras longitudinais e o esmagamento do núcleo do concreto.

#### **2.4.2 IBRAHIM & MACGREGOR (1996)**

Realizaram ensaios experimentais de 20 pilares de concreto armado, sendo 14 pilares de seção transversal retangular de 200 mm x 300 mm e 6 modelos com seção transversal triangular com uma relação  $h/b = 0,53$ . Os pilares do primeiro grupo foram compostos de 3 pilares sem armadura e 11 pilares possuindo armaduras longitudinais e transversais. Os pilares do segundo grupo foram compostos de 2 pilares não armados e 4 pilares com armadura.

A resistência do concreto variou de 60 MPa a 130 MPa, em pilares em concreto simples e pilares com reduzidas taxas de armaduras longitudinais e transversais. Os pilares foram ensaiados sob forças com pequena excentricidade, semelhantes aos ensaiados por HOGNESTAD *et al.* (1955), sob ação de duas forças com o contínuo controle da posição da linha neutra, com manutenção das deformações nulas numa das faces do modelo ao longo de todo processo de sollicitação.

O objetivo do estudo foi obter um melhor entendimento do comportamento à flexão de seções de concreto de alta resistência sem confinamento, ou com menos confinamento que o necessário para ações sísmicas.

As variáveis experimentais foram: resistência à compressão do concreto, armação transversal (diâmetro, espaçamento e taxa volumétrica de armação) e a forma da região comprimida da seção transversal. A Figura 2.14 mostra o esquema de ensaio utilizado nos ensaios dos pilares.

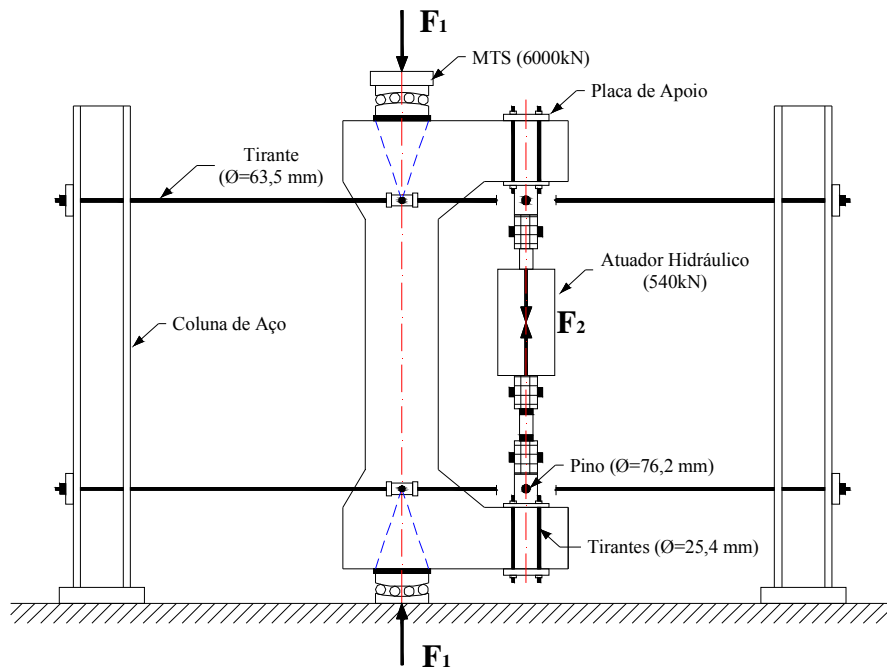


Figura 2.14 – Esquema de ensaio utilizado - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)

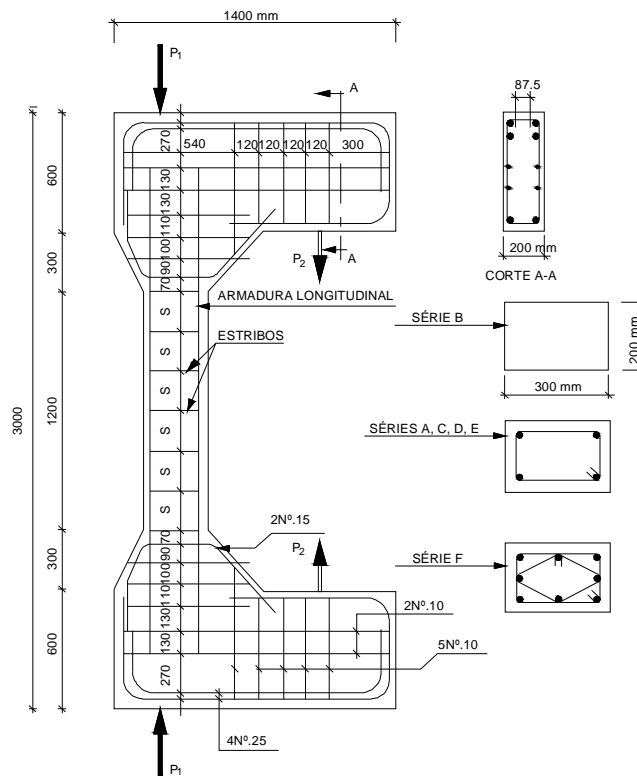


Figura 2.15 – Armadura utilizada nos pilares de seção retangular - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)

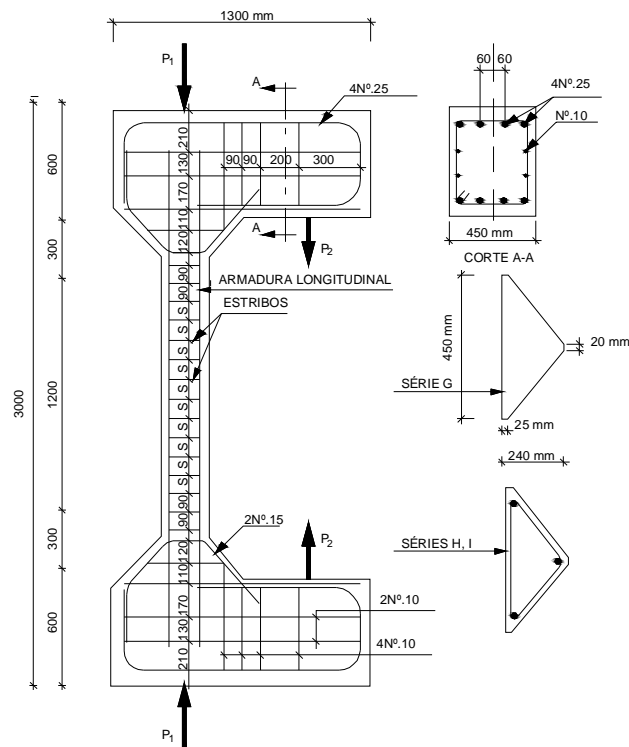


Figura 2.16 – Armadura utilizada nos pilares de seção triangular - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)

Tabela 2.8 – Propriedades dos modelos ensaiados - IBRAHIM e MACGREGOR (1996)

	Modelo	$f_c$ (MPa)	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal		Cargas Últimas		Esquema de ensaio (gradiente de deformação)	
				Diâmetro (mm)	Espaçamento (mm)	$F_{u,1}$ (kN) <sup>(1)</sup>	$F_{u,2}$ (kN) <sup>(2)</sup>		
FASE 1	Série A	V1	70,7	4 Ø 15 mm	10	200	3645	-	Trapezoidal (Excentricidade)
		V2	82,8		8 *	100	3235	-	
	Série B	V4	72,8	-	-	-	2791	-	Triangular
		V5	124,8				3944	-	
		V6	98,8				3327	-	
	Série C	V7	84,7	4 Ø 15 mm	8 *	200	3130	-	Triangular
		V8	129,3				4455	-	
	Série D	V10	89,4	4 Ø 15 mm	10	200	-	-	Triangular
		V11	127,5				3743	-	
		V12	121,1				3975	-	
	Série E	V13	72,5	4 Ø 15 mm	8 *	100	2860	-	Triangular
		V14	124,7				3957	-	
		V15	124,8				4424	-	
	Série F	V16	59,3 **	8 Ø 10 mm	8 *	50	2749	3569	Triangular
V17		127,7	4219				4763		
Série G	T1	81,0	-	-	-	2958	-	Triangular	
	T4	129,1				3557	-		
FASE 2	Série H	T2	89,4	3 Ø 15 mm	8 *	100	2885	3223	Triangular
		T5	130,6				3279	3504	
	Série I	T3	84,0	3 Ø 15 mm	8 *	50	3061	3586	Triangular
		T6	117,8				3102	3770	

\* Diâmetro real = 8,7 mm;

\*\* O concreto do modelo V16 não foi considerado como de alta resistência;

(1) - Carga última correspondente ao primeiro pico;

(2) - Carga última correspondente ao segundo pico.



Os pilares em concreto simples apresentaram um comportamento em que o primeiro indício de ruína associava-se a consideráveis acréscimos de deformações na face externa comprimida, surgindo, em seguida, pequenas fissuras verticais próximas dos cantos da face comprimida, acompanhadas de pequenos fragmentos num dos cantos, e do desenvolvimento de mais fissuras ao longo do canto oposto.

Foi observada uma ruptura brusca nos pilares em concreto simples. Os pilares com resistência à compressão do concreto de até 100 MPa apresentaram mais fissuras antes da ruptura que os pilares com resistência maior, que romperam de maneira brusca, apresentando poucas fissuras visíveis. A ruptura ocorria na face externa comprimida, com projeção de grandes fragmentos de concreto dessa região, apresentando uma deformação de compressão na ruptura entre 3,75 ‰ e 4,0 ‰.

Já os pilares de concreto armado apresentaram um comportamento em que ocorria a perda do cobrimento na face externa comprimida, apresentando deformações médias entre 4,0 ‰ e 4,5 ‰. Em estágios mais avançados, as perdas de cobrimento estendiam-se às faces laterais do pilar, apresentando-se mais gradual nos pilares com resistência à compressão do concreto de até 100 MPa.

Os pilares de concreto armado apresentavam reduzidas taxas de armadura transversal, entre 0,056 e 0,039, com variações no espaçamento dos estribos de 50 mm, 100 mm e 200 mm.

Os pilares com maiores espaçamentos de estribos não apresentaram resposta pós-ruptura, devido ao núcleo estar pouco confinado e não se apresentando suficiente para compensar a perda de cobrimento e conseqüente redução da seção resistente, acarretando também uma flambagem das barras longitudinais entre estribos.

Os pilares com espaçamento de estribos igual a 50 mm foram os únicos a apresentar as duas fases de pico de carregamento, com a perda do cobrimento de concreto e a ruína do núcleo confinado.

### 2.4.3 VANDERLEI (1999)

VANDERLEI (1999) realizou um estudo experimental com seis pilares de concreto armado submetidos à compressão excêntrica, executados com concreto de alta resistência, com resistência média à compressão de 80 MPa. O autor tomou por base os ensaios dos modelos realizados por LIMA (1997), projetando outras condições de vinculação e configuração geométrica, mantendo a mesma seção transversal, resistência à compressão do concreto e taxas de armadura transversais e longitudinais.

Os pilares possuíam seção transversal retangular de 150 mm x 300 mm, com altura livre de 1740 mm. A excentricidade da força foi de 380 mm, submetendo os pilares a flexo-compressão na direção de menor inércia do pilar. As principais variáveis foram as taxas de armadura transversais e longitudinais. A Tabela 2.9 mostra as principais características dos modelos ensaiados.

Tabela 2.9 – Características dos modelos – VANDERLEI (1999)

Pilar	b (mm)	h (mm)	L (mm)	fc (nominal) (MPa)	A <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )	Arm. Longitudinal	ρ <sub>L</sub> (%)	Arm. Transversal	ρ <sub>T</sub> (%)
P1/1	300	150	1740	80	45000	8 Φ 12,5	2,26	Φ 6,3 c/5	1,58
P1/2	300	150				8 Φ 12,5	2,26	Φ 6,3 c/10	1,58
P1/3	300	150				8 Φ 12,5	2,26	Φ 6,3 c/15	1,58
P2/1	300	150				8 Φ 10,0	1,26	Φ 6,3 c/10	1,26
P2/2	300	150				8 Φ 10,0	1,26	Φ 6,3 c/5	1,26
P3/1	300	150				8 Φ 16,0	3,45	Φ 6,3 c/10	3,45

A armadura transversal foi composta de estribos superpostos para melhorar o confinamento do núcleo dos pilares. Foi utilizada uma armadura de fretagem nas extremidades dos pilares devido à grande concentração de tensões nessas regiões. Foi adotado um arranjo de armaduras utilizado por LIMA (1997), que demonstrava grande eficiência, não apresentando ruína na região dos consolos e nem fissuração excessiva.

A Figura 2.17 mostra como exemplo as armaduras utilizadas no pilar P1/1.

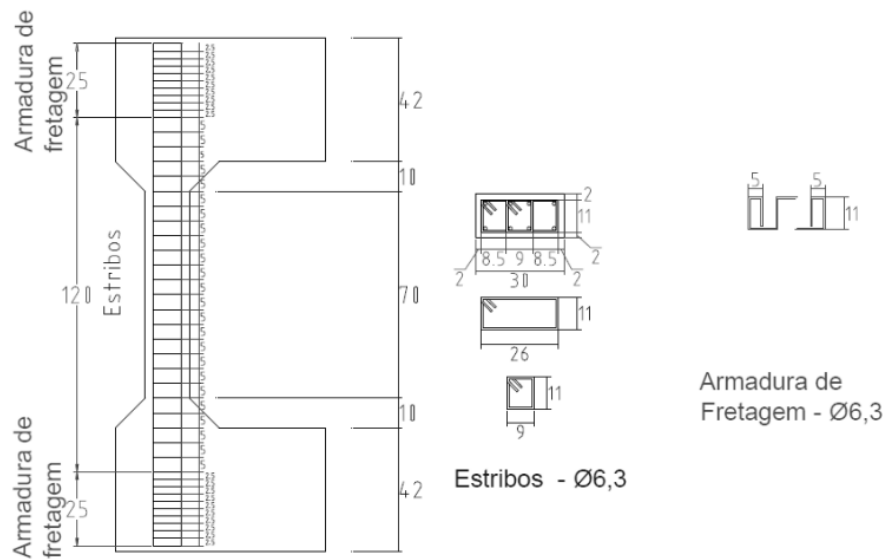


Figura 2.17 – Características do pilar P1/1 – VANDERLEI (1999)

Os modelos eram compostos por dois consolos situados nas extremidades dos pilares. A função dos consolos era de transmitir as forças excêntricas para o pilar, provocando um momento fletor na região central dos pilares. Para a armadura foram seguidas as recomendações da ABNT NBR 9062:1985 e de LEONHARDT & MONNING (1978). A Figura 2.18 mostra o detalhamento da armadura do consolo utilizada nos pilares.

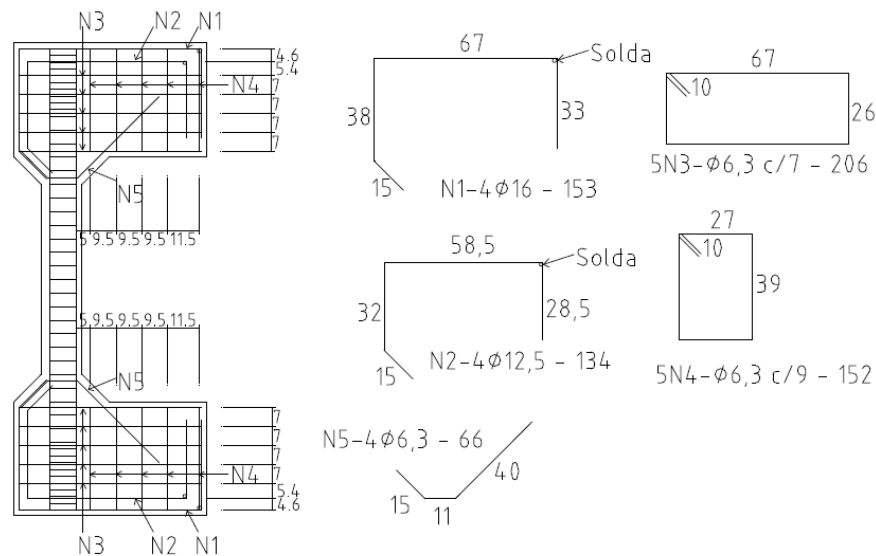


Figura 2.18 – Detalhamento da armadura do consolo – VANDERLEI (1999)

O sistema de ensaio utilizado foi semelhante ao de HOGNESTAD *et al.* (1955), possibilitando a aplicação de uma força centrada e outra com excentricidade definida em relação ao eixo longitudinal do pilar. A vinculação utilizada foi de um modelo bi-

articulado, com aparelhos de apoio metálicos utilizados comumente em pontes. O aparelho de apoio foi o modelo VASOFLON fixo, com capacidade de 4000 kN da empresa PROFIP.

Os pilares foram submetidos a carregamentos incrementais até a ruína, sendo que a força excêntrica era 5 % da força centrada. A Figura 2.19 mostra o sistema de ensaio adotado.

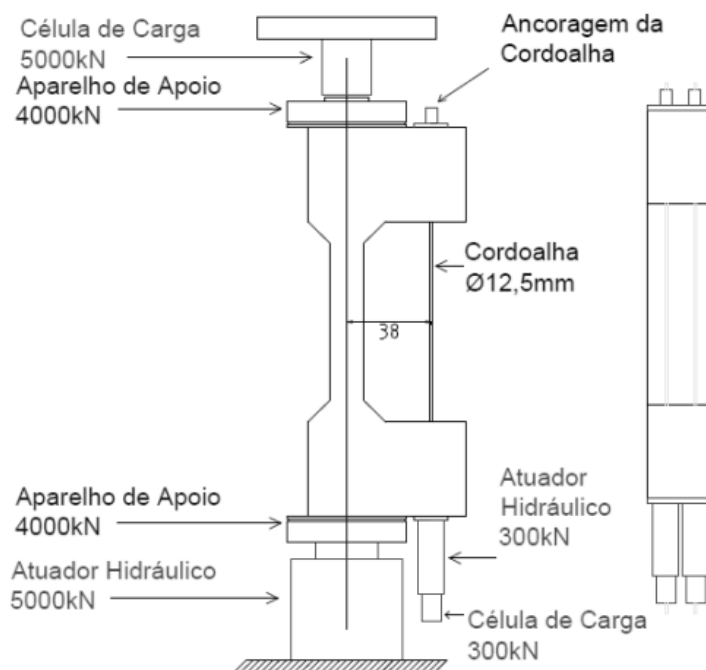


Figura 2.19 – Sistema de ensaio utilizado – VANDERLEI (1999)

A força centrada foi aplicada por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 5000 kN posicionado em linha com o aparelho de apoio na posição inferior, ambos posicionados no eixo do pilar. A célula de força foi posicionada na extremidade superior do pilar, também em linha em relação ao eixo do pilar.

Foram obtidas deformações na armadura longitudinal por meio de extensômetros elétricos de resistência do tipo KFG 5. As deformações do concreto foram obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência do tipo KFG 10, posicionados na região central do pilar, na face mais comprimida e menos comprimida. Os deslocamentos horizontais e verticais foram medidos por meio de transdutores de deslocamentos à base de extensômetros elétricos de resistência. A Tabela 2.10 mostra os resultados dos ensaios dos pilares.

Tabela 2.10 – Resultados experimentais – VANDERLEI (1999)

Pilar	$\varepsilon_{s1}$ (‰)	$\varepsilon_{s2}$ (‰)	Fu (centrada) (kN)	Fu (excêntrica) (kN)	Mu (kN.mm)
P1/1	1,402	2,983	3.157,0	156,0	5.928,0
P1/2	1,374	2,354	2.825,8	125,8	4.780,4
P1/3	2,481	2,481	2.967,8	117,8	4.476,4
P2/1	1,291	2,524	2.788,9	189,9	7.216,2
P2/2	1,407	2,292	2.902,2	153,2	5.821,6
P3/1	1,371	2,922	3.307,6	157,6	5.988,8

$\varepsilon_{s1}$  deformação específica na armadura menos comprimida;

$\varepsilon_{s2}$  deformação específica na armadura mais comprimida;

As análises dos resultados obtidos foram realizadas em duas etapas: na etapa em que ocorria a força última e para uma ação relativa a 80 % da ação da força última.

Os efeitos da flexo-compressão oblíqua não foram percebidos nos ensaios, provavelmente pelo posicionamento dos extensômetros próximos à região central, verificando que para ter um maior controle sobre esse comportamento seria necessário instrumentar também as barras da extremidade da seção transversal.

O autor concluiu que as deformações últimas de compressão do concreto na face mais comprimida do pilar, variaram entre 2,3 ‰ a 3,0 ‰, apresentando uma média de 2,59 ‰, confirmando a alteração proposta para o diagrama de domínios de deformação para concretos de alta resistência.

Percebeu-se uma mudança de inclinação da curva dos gráficos de força x deformação, quando a força alcançava aproximadamente 55 % da força de ruptura do pilar, justificando que poderia ter sido proveniente do destacamento do concreto que envolvia a armadura externamente, ocasionando uma acomodação dos pilares.

Em relação às variações das taxas de armadura, o autor concluiu que a ductilidade da seção transversal é função das taxas de armadura longitudinal e transversal. Os pilares com uma taxa de armadura transversal menor apresentaram uma ruína frágil da seção transversal com flambagem das armaduras longitudinais. Os pilares com maior taxa de armadura transversal apresentaram em geral uma ruína com boa ductilidade e ruptura do concreto do

lado mais comprimido. O autor destaca que são necessários mais ensaios para se chegar a conclusões mais precisas acerca deste comportamento.

Foram determinadas equações para o cálculo da força ( $F_{exp}$ ) e momento fletor de ruína ( $M_{exp}$ ) dos pilares, porém este cálculo era realizado partindo-se das deformações obtidas experimentalmente, validando as equações de equilíbrio.

Em relação às análises dos esforços resistentes em relação aos obtidos nos ensaios, o autor concluiu que a relação tensão x deformação proposta por LIMA (1997) e a relação proposta por COLLINS *et al.* (1993) mostraram-se bastante eficientes, com relações  $F_{exp}/F_{teo}$  praticamente iguais a unidade, com a relação tensão x deformação proposta por COLLINS *et al.* (1993) apresentando melhores resultados.

#### **2.4.4 ADORNO (2004)**

ADORNO (2004) desenvolveu um trabalho teórico-experimental de pilares de concreto armado de seção retangular submetidos a flexo-compressão normal, utilizando como base teórica o método desenvolvido por MELLO (2003).

O concreto apresentou uma resistência em torno de 40 MPa e o programa experimental foi composto de 12 pilares, divididos em duas séries: PSA e PCA4. A série PSA foi composta de quatro pilares e a PCA4 foi composta de oito pilares.

Todos os pilares possuíam uma seção transversal retangular de 25 cm x 12 cm, com o momento fletor atuando na menor inércia da seção. Os espaçamentos entre as barras e o cobrimento mínimo seguiram as recomendações da ABNT NBR 6118:2003. A Figura 2.20 mostra as dimensões dos pilares ensaiados.

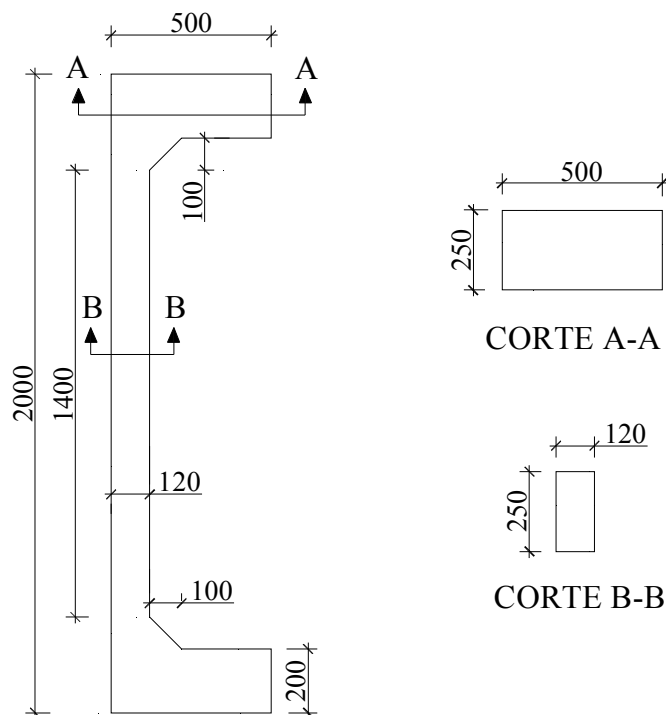


Figura 2.20 – Dimensões dos pilares – ADORNO (2004)

As formas foram projetadas para obter o máximo reaproveitamento destas, com base em madeira compensada plastificada. As laterais foram feitas em chapas metálicas de 2,25 mm de espessura, compostas de dois módulos fixos por solda e interconectados por parafusos.

Os pilares da série PSA não possuíam armadura longitudinal e foram armados apenas nas extremidades com uma armadura de fretagem com diâmetro de 5 mm, semelhante à adotada por VANDERLEI (1999) para evitar uma ruína localizada nessas regiões.

Os pilares da série PCA4 foram armados com quatro barras longitudinais de 10 mm de diâmetro e armadura transversal composta de estribos de 5 mm de espessura, espaçados a cada 10 cm, na região central e 5 cm na região próxima às extremidades.

A Tabela 2.11, a seguir, mostra as características e identificação dos pilares ensaiados.

Tabela 2.11 – Características e identificação dos pilares ensaiados – ADORNO (2004)

Série	Denominação	Excentricidade (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura Transversal
PSA	PSA-15a	15	0	-
	PSA-15b	15	0	-
	PSA-20	20	0	-
	PSA-30	30	0	-
PCA4	PCA4-0	0	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-15(2)	15	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-15a	15	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-15b	15	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-20	20	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-25	25	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-30a	30	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-30b	30	3,14 (4 $\Phi$ 10)	$\Phi$ 5,0 c/ 10 cm

Os pilares possuíam 2 consolos, um na base e um no topo, com o objetivo de permitir a aplicação e transmissão da força excêntrica para o pilar e provocar um momento fletor na região central. Os consolos foram projetados de modo a evitar uma ruína localizada, tomando-se por base as recomendações de FUSCO (1995) para o dimensionamento. O detalhamento da armadura dos pilares da Série PSA é mostrado na Figura 2.21 e o detalhamento da armadura dos pilares da Série PCA4 é mostrado na Figura 2.21.

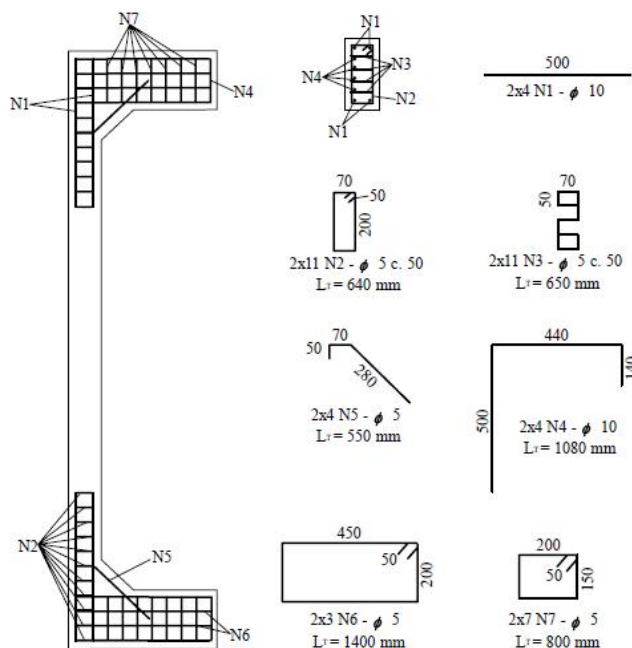


Figura 2.21 – Detalhamento das armaduras da Série PSA – ADORNO (2004)



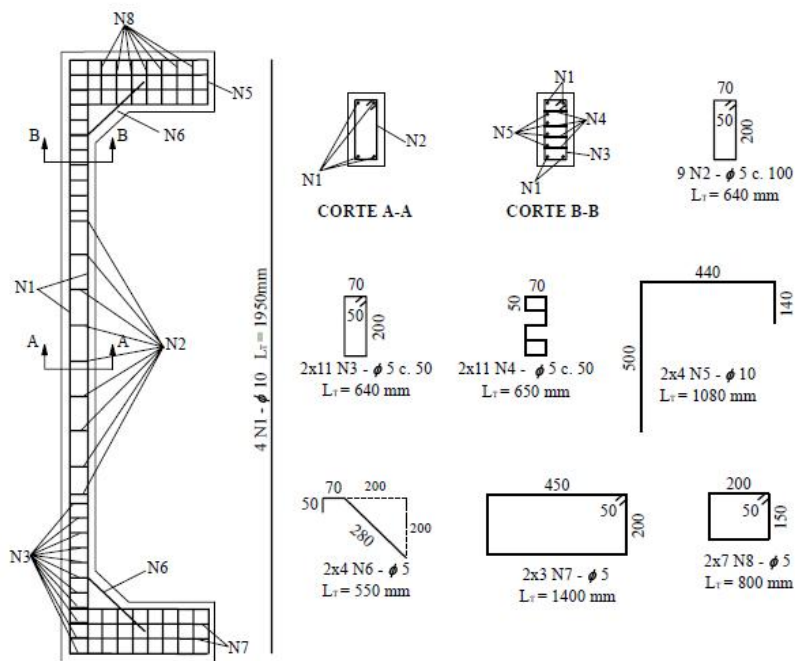


Figura 2.22 – Detalhamento das armaduras da Série PCA4 – ADORNO (2004)

O modelo adotado foi do tipo bi-articulado, com excentricidades iguais nas duas extremidades, com uma altura total de 200 cm. O esquema de aplicação de forças inicial foi baseado nos ensaios de IBRAHIM e MACGREGOR (1996), utilizando-se um modelo piloto, o qual era aplicada uma força centrada juntamente com uma força excêntrica, e que foi abandonado por não apresentar bons resultados.

Para os demais pilares foi utilizado um sistema de aplicação de forças, sendo que a excentricidade era atendida apenas deslocando-se o ponto de aplicação da força em relação ao eixo central do pilar, apresentando melhores resultados. A Figura 2.23 mostra o esquema de aplicação de forças utilizado por ADORNO (2004).

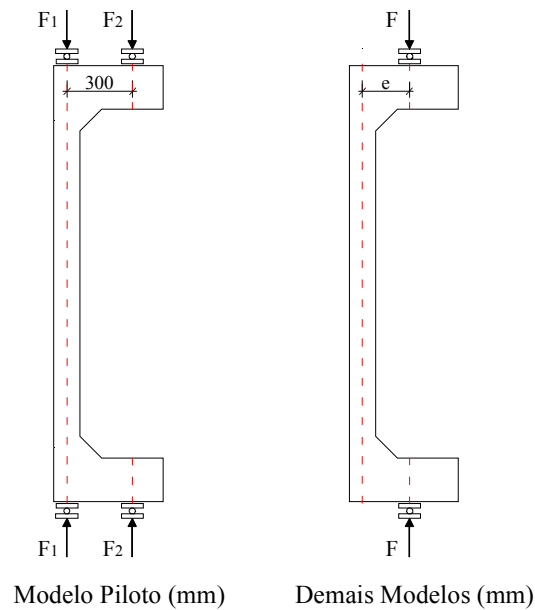


Figura 2.23 – Esquema de ensaio – ADORNO (2004)

A armadura longitudinal foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência nas quatro barras, com dois extensômetros cada, e a armadura transversal foi instrumentada com um extensômetro cada uma, posicionado entre as barras longitudinais.

Apenas o modelo piloto foi instrumentado em mais duas seções: 10 cm e 30 cm da seção à meia altura do pilar, com extensômetros posicionados em uma barra da seção comprimida e uma barra da seção tracionada ou menos comprimida, com dois extensômetros cada.

Os deslocamentos foram obtidos com a utilização de 10 relógios comparadores digitais, com precisão de 0,01 mm e leitura máxima de 10 mm, utilizados para medir os deslocamentos verticais e horizontais dos modelos durante os ensaios. A Tabela 2.12 mostra o resumo dos resultados experimentais dos pilares ensaiados por ADORNO (2004).

Tabela 2.12 – Resultados experimentais – ADORNO (2004)

Série	Denominação	$f_c$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$e_i$ (mm)	$e_{total}$ (mm)	$M_u$ (kN.mm)
PSA	PSA-15a	42,4	677	15	15	10.155
	PSA-15b	55,2	653	15	18,92	12.355
	PSA-20	51,7	389	20	20	7.780
	PSA-30	50,5	303	30	30	9.090
PCA4	PCA4-0	40,1	-	0	-	-
	PCA4-15(2)	31,5	421	15	47,85	20.145
	PCA4-15a	38,8	553	15	35,02	19.366
	PCA4-15b	40,2	566	15	30,83	17.450
	PCA4-20	40,7	460	20	31,20	14.352
	PCA4-25	42,1	360	25	35,95	12.942
	PCA4-30a	40,5	291	30	48,04	13.980
	PCA4-30b	41,3	298	30	47,15	14.051

Nota: O pilar PCA4-0 não chegou à ruína devido à limitações do pórtico de reação.

Em relação ao ensaio, ADORNO (2004) concluiu que o sistema de ensaio apresentou um funcionamento adequado, obtendo-se valores consistentes de deformações, deslocamentos, esforços resistentes últimos e modo de ruína na região prevista à meia altura do pilar.

Os resultados dos ensaios demonstraram a consistência do método de MELLO (2003). A partir de valores observados nos ensaios, foram obtidas funções experimentais de resistência equivalente do concreto, que foram confrontadas com as estimativas teóricas propostas por MELLO (2003). A função empírica de resistência equivalente do concreto na armadura mais comprimida foi a que mais se aproximou da teórica, com valor médio da relação função empírica com a experimental próximo da unidade.

Para os pilares em concreto armado com excentricidade até 30 mm, a função  $F_{e0,emp}$ , foi 25% maior que a teórica. A partir da excentricidade igual a 40 mm houve uma maior dispersão entre os valores teóricos e experimentais, chegando a 6,37 a relação entre o valor teórico e o experimental para o pilar PCA4-40.

Em relação à armadura menos tracionada, ocorreu uma grande dispersão entre os valores experimentais e teóricos, variando de 0,34 para o pilar PSA-60 e 11,47 para o pilar PCA6-50. Segundo ADORNO (2004), a explicação mais provável para os valores teóricos e experimentais das funções pode ser atribuída às diferenças provenientes da estimativa do encurtamento  $\epsilon_{c0}$ , da tensão  $\sigma_c$  e da extensão do diagrama retangular equivalente do concreto.

Em relação aos valores previstos por MELLO (2003) versus resultados experimentais foi verificado que com exceção dos pilares PCA4-15(2) e PCA4-30a, os demais apresentaram valores teóricos da curvatura estimados pelo método de Mello maiores que os obtidos experimentalmente. Todos os pilares apresentaram valores teóricos de encurtamento do concreto superiores aos valores experimentais, exceto o pilar PCA4-25. Para os pilares PCA4-30a, PCA4-30b e PCA6-40 a relação  $\epsilon_{c0(\text{teórico})} / \epsilon_{c0(\text{experimental})}$  foi próxima da unidade, mostrando consistência do método nesses casos.

ADORNO (2004) verificou que as funções  $Fe_0$  e  $Fe_1$  propostas por MELLO (2003) dependem apenas do arranjo das armaduras, não levando em consideração as diferenças de resistência do concreto, índice de esbeltez e o tipo de vinculação da peça.

#### **2.4.5 ARAÚJO (2004)**

ARAÚJO (2004) realizou um trabalho teórico-experimental de nove pilares de concreto simples e de concreto armado, dando continuidade ao trabalho desenvolvido por ADORNO (2004), além de dar uma contribuição para a análise da formulação matemática proposta por MELLO (2003). As variáveis controladas da pesquisa foram a excentricidade da aplicação da força e a taxa de armadura longitudinal dos pilares.

Os pilares eram geometricamente idênticos, e foram divididos em três séries de ensaio de acordo com a taxa de armadura longitudinal:  $\rho = 0\%$  (Série 1 - PSA),  $\rho = 1,05\%$  (Série 2 – PCA4) e  $\rho = 1,57\%$  (Série 3 – PCA6). Cada série possuía três pilares, e que foram submetidos a excentricidades de aplicação de força de 40 mm, 50 mm e 60 mm. O concreto apresentou uma resistência em torno de 40 MPa. A Tabela 2.13 mostra as características e identificação dos pilares de ARAÚJO (2004).

Tabela 2.13 – Características e identificação dos pilares ensaiados – ARAÚJO (2004)

Série	Modelo	$e_i$ (mm)	Armadura Longitudinal	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$f_c$ (MPa)
1	PSA-40	40	-	-	42,7
	PSA-50	50			42,7
	PSA-60	60			42,7
2	PCA4-40	40	4 $\Phi$ 10,0	314 mm <sup>2</sup> $\rho = 1,05\%$	45,8
	PCA4-50	50			45,8
	PCA4-60	60			45,8
3	PCA6-40	40	6 $\Phi$ 10,0	471 mm <sup>2</sup> $\rho = 1,57\%$	42,7
	PCA6-50	50			42,7
	PCA6-60	60			42,7

Os pilares possuíam seção retangular na região entre as mísulas de 250 mm x 120 mm, com um comprimento total de 2000 mm, com consolos nas extremidades. O tamanho dos pilares foi limitado em razão da altura do pórtico de ensaios e da esbelteza requerida.

As características dos pilares ensaiados por ARAÚJO (2004) são mostradas na Figura 2.24 e Figura 2.25.

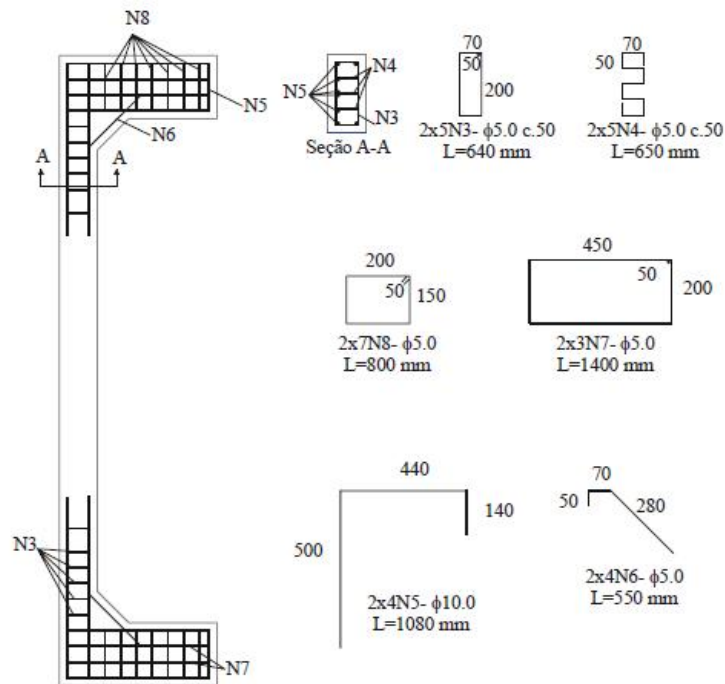


Figura 2.24 – Detalhamento das armaduras da Série 1 – ARAÚJO (2004)

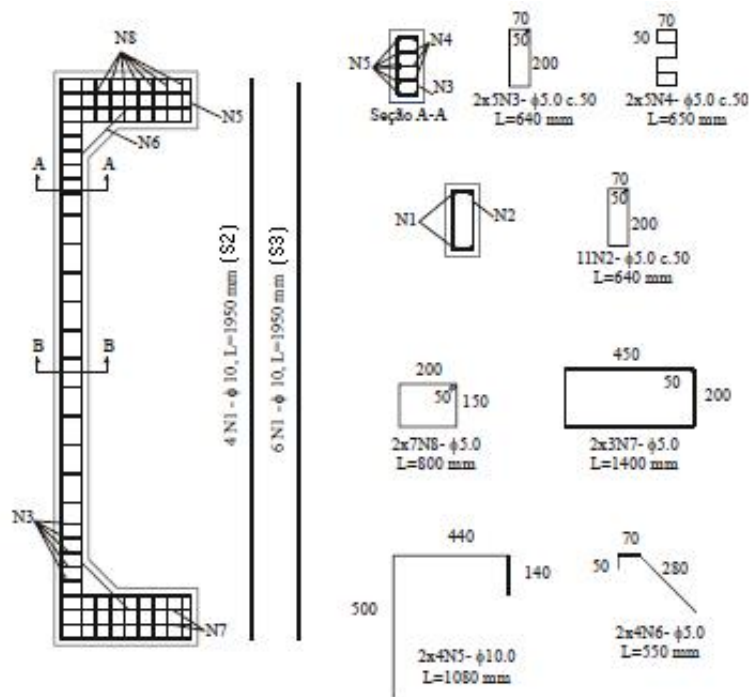


Figura 2.25 – Detalhamento das armaduras das Séries 2 e 3 – ARAÚJO (2004)

O sistema de ensaio foi baseado no programa experimental proposto por ADORNO (2004), por apresentar melhores resultados.

As barras longitudinais foram instrumentadas na região central dos pilares, com dois extensômetros elétricos de resistência em cada barra para garantir uma melhor precisão dos resultados. O concreto foi instrumentado na região central dos pilares com extensômetros elétricos de resistência em todos os lados da seção transversal, seguindo o alinhamento da barra.

Os deslocamentos horizontais e verticais foram obtidos por defletômetros mecânicos com precisão de 0,01 mm e curso de 14 mm. Os deslocamentos na região central dos pilares eram complementados por uma leitura direta numa régua de medição em alumínio, pois os defletômetros mecânicos eram retirados antes da ruína para evitar danos.

Tabela 2.14 – Resultados experimentais – ARAÚJO (2004)

Série	Denominação	$e_i$ (mm)	$f_c$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$F_u$ (kN)
1	PSA-40	40	42,7	4,0	26,4	217
	PSA-50	50	42,7	4,0	26,4	120
	PSA-60	60	42,7	4,0	26,4	90
2	PCA4-40	40	45,8	3,9	28,5	277
	PCA4-50	50	45,8	3,9	28,5	217
	PCA4-60	60	45,8	3,9	28,5	210
3	PCA6-40	40	42,7	4,0	26,4	320
	PCA6-50	50	42,7	4,0	26,4	280
	PCA6-60	60	42,7	4,0	26,4	210

Em relação aos resultados experimentais, ARAÚJO (2004) concluiu que, nas séries de pilares de concreto armado, as deformações na armadura longitudinal na face tracionada aumentaram consideravelmente com o aumento da excentricidade, para o mesmo estágio de carregamento.

As deformações do concreto na face comprimida aumentaram com o aumento da excentricidade para todas as séries de ensaios, para o mesmo estágio de carregamento.

Com relação a influência da taxa de armadura nas deformações e deslocamentos, ARAÚJO (2004) concluiu que os pilares da Série 3 (PCA6) apresentaram deformações na armadura na face tracionada inferiores aos pilares da Série 2 (PCA4), para todas as excentricidades aplicadas. Os deslocamentos centrais dos pilares da Série 2 foram maiores que os pilares das demais séries de ensaios. Os pilares da Série 1 (PSA) apresentaram os menores valores de deslocamentos horizontais em relação aos demais, evidenciando uma ruína frágil.

Relacionando a influência da excentricidade e da taxa de armadura em relação às forças últimas, o autor verificou que na Série 3 houve uma diminuição de 34,5 % na força última entre os pilares com 40 mm e 60 mm, seguindo o observado nos pilares da Série 2 que

apresentou o mesmo valor de diminuição na força última. A Série 1 apresentou uma queda de 58,5 % na força última entre os pilares com 40 mm e 60 mm, atentando para a importância da disposição e taxas de armaduras nas peças estruturais.

Foi verificado que o aumento de 50% na taxa de armadura dos pilares da Série 3 em relação aos pilares da Série 2, representou um aumento médio de 20 % na capacidade resistente das peças para as excentricidades de 40 e 60 mm e um aumento de 60 % para a excentricidade de 50 mm.

Em relação à verificação pelo método de MELLO (2003), o autor observou que nas Séries 2 e 3 alguns pontos se aproximaram das curvas teóricas de MELLO (2003), enquanto a maioria dos pontos ficou distante dos valores teóricos. Os pilares da Série 1 apresentou melhores resultados em relação às curvas teóricas.

O autor concluiu que algumas considerações no modelo teórico poderiam não reproduzir o verificado experimentalmente, citando que a aderência perfeita entre a armadura e concreto no ensaio é diferente do modelo, além de citar que os pontos das curvas experimentais, fornecidos pelos ensaios constituem apenas um intervalo da curva teórica, limitando o comportamento completo da curva experimental.

#### **2.4.6 DANTAS (2006)**

DANTAS (2006) realizou um estudo experimental de seis pilares esbeltos de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal, possuindo a mesma geometria e taxa de armadura, e tendo como variável a excentricidade de aplicação da força, tendo como objetivo de contribuir para uma melhor compreensão do comportamento desses pilares, e ao mesmo tempo verificar a eficiência de um programa computacional na previsão de tal comportamento.

Os pilares possuíam seção transversal retangular constante na região central, com dimensões de 250 mm x 120 mm e comprimento total de 3000 mm. As extremidades foram executadas com balanços simétricos, de modo a permitir leituras das rotações nos apoios por meio de defletômetros e facilitar o posicionamento do pilar no pórtico, já que o



centro de massa situou-se no eixo central do pilar. Nos ensaios de ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004) não foi possível essa medição.

O sistema de aplicação de forças e vinculação é de um pilar bi-apoiado, com excentricidades idênticas nas extremidades, aplicando-se o momento fletor na direção de menor inércia do pilar. A força excêntrica foi aplicada por meio de um macaco hidráulico com capacidade de 2000 kN, utilizando aparelhos de apoio constituídos por um cilindro de aço de 50 mm de diâmetro colocado entre duas placas de aço de 50 mm de espessura, soldado a uma delas.

A Figura 2.26 mostra as dimensões, sistema de aplicação de forças e vinculação dos pilares ensaiados.

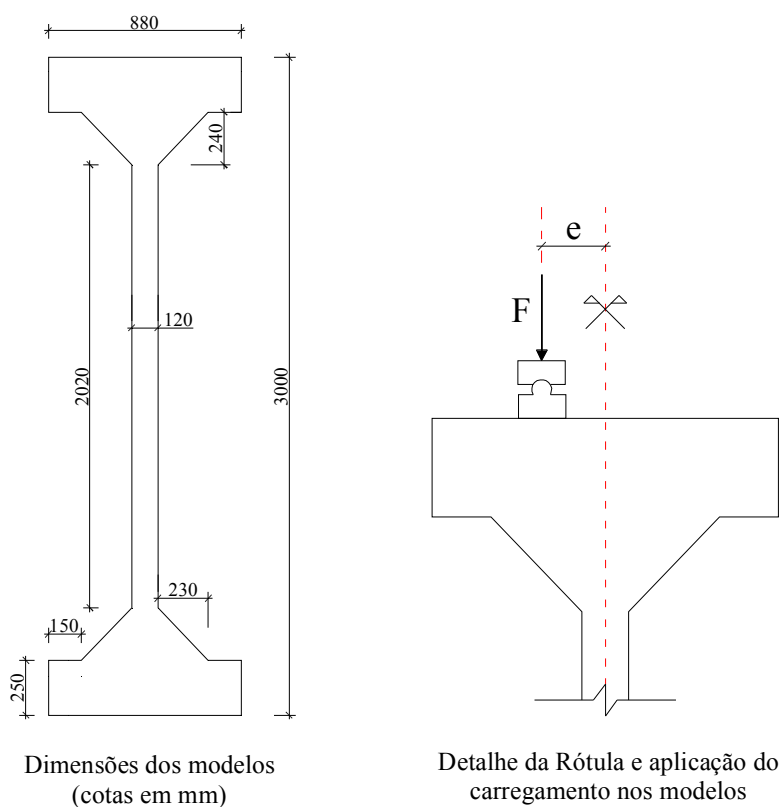


Figura 2.26 – Dimensões, sistema de aplicação de forças e vinculação – DANTAS (2006)

As armaduras longitudinais eram compostas de seis barras de aço CA-50, com diâmetro de 10 mm cada, e as armaduras transversais eram compostas de estribos e armaduras de fretagem com diâmetro de 5 mm. A Figura 2.27 mostra o detalhamento e a disposição das armaduras no pilar.

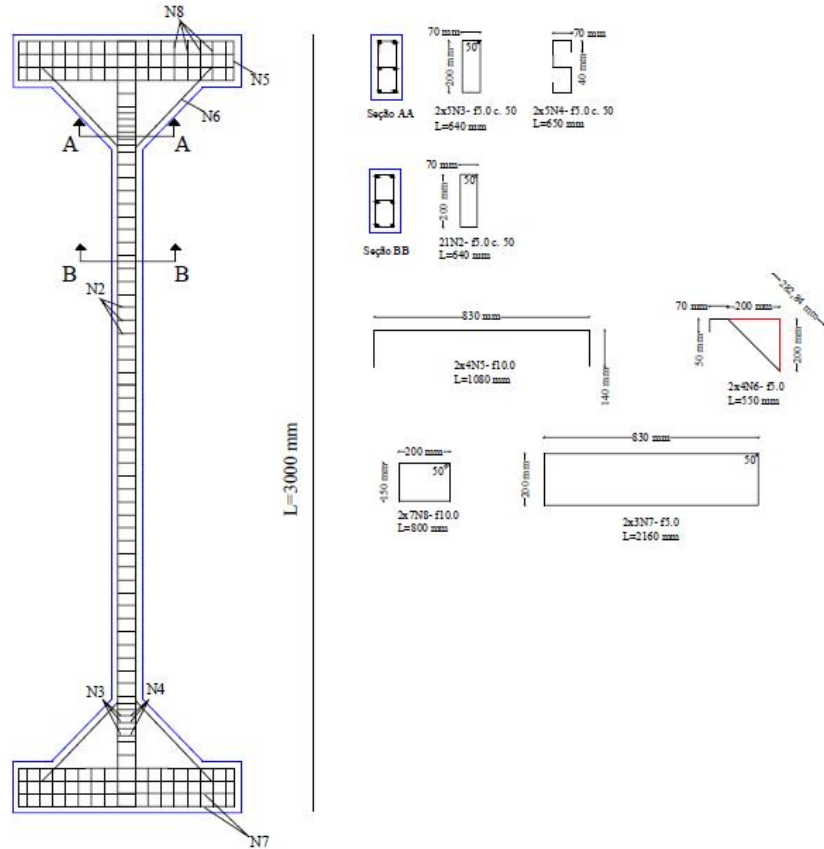


Figura 2.27 – Detalhamento das armaduras – DANTAS (2006)

A excentricidade de aplicação da força foi a principal variável da pesquisa, tendo um pilar ensaiado sob força centrada e os demais ensaiados com excentricidades de 15 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm e 60 mm em relação ao eixo central do pilar. A Tabela 2.15 mostra as características dos pilares ensaiados.

Tabela 2.15 – Características dos pilares ensaiados – DANTAS (2006)

Pilar	e (mm)	L (mm)	A <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )	f <sub>c</sub> (MPa)	Armadura Longitudinal	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	ρ (%)
PFN 0-3	0	3000	30000	36,0	6 Φ 10,0	471	1,57
PFN 15-3	15			36,0			
PFN 30-3	30			34,0			
PFN 40-3	40			34,0			
PFN 50-3	50			38,0			
PFN 60-3	60			38,0			

Para a execução dos ensaios foi utilizado um pórtico de reação, fixado na laje de reação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, e que foi projetado pelo professor José Humberto Matias de Paula, especialmente para os ensaios de pilares sob flexo-compressão. As leituras dos deslocamentos horizontais e verticais foram realizadas com o auxílio de defletômetros, juntamente com uma régua posicionada a meia altura do pilar para obtenção dos deslocamentos horizontais além do curso do defletômetro central. A Figura 2.28 mostra o esquema geral de ensaio utilizado por DANTAS (2006);

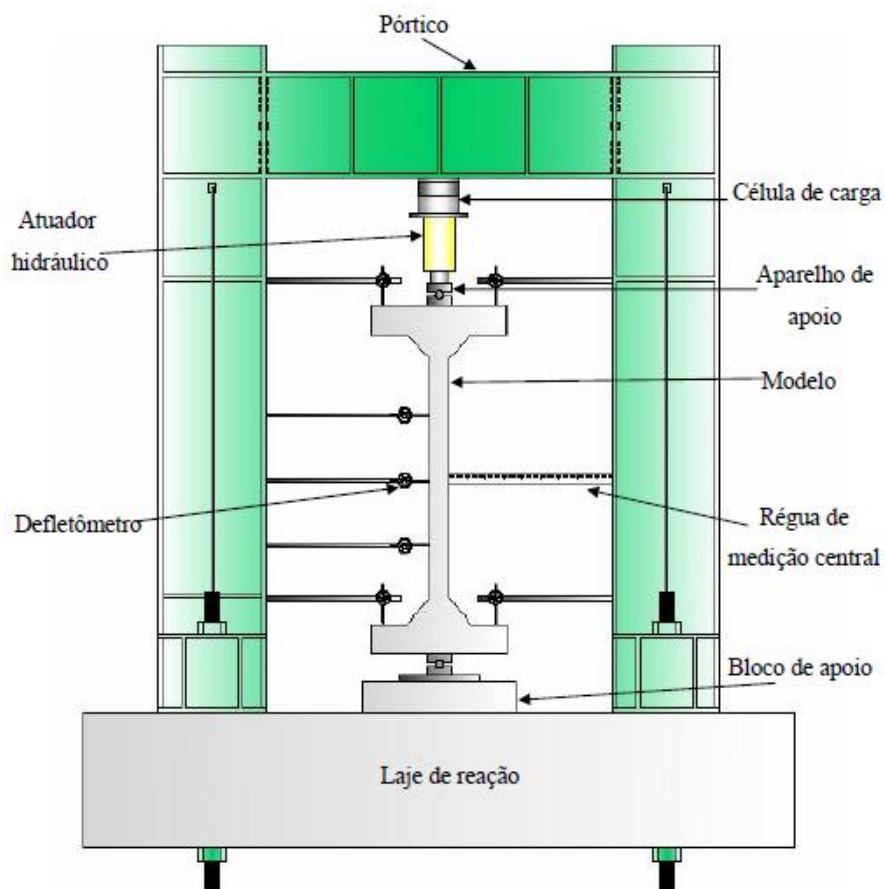


Figura 2.28 – Esquema geral de ensaio – DANTAS (2006)

As armaduras longitudinais foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência, sendo dois extensômetros em cada barra e a face comprimida do concreto foi instrumentada com defletômetros elétricos de resistência específicos para concreto. Nos pilares PFN 0-3 e PFN 15-3 foi realizada uma instrumentação na face mais comprimida e menos comprimida dos pilares, e no restante foi instrumentada apenas a face mais

comprimida. Em cada face instrumentada eram posicionados dois extensômetros elétricos de resistência, situados na região central dos pilares e entre a projeção das armaduras longitudinais.

Os pilares foram submetidos a forças incrementais até a ruína, sendo que as leituras das deformações na armadura longitudinal e concreto eram obtidas por um sistema de aquisição de dados diretamente na tela do computador. O sistema de aquisição de dados utilizado foi o SPIDER 8 da HBM, juntamente com o programa CATMAN instalado no computador.

As leituras dos defletômetros foram obtidas visualmente, exceto para os defletômetros posicionados no aparelho de apoio, que eram obtidas diretamente pelo sistema de aquisição de dados.

O autor observou dois tipos de ruína nos pilares: ruptura brusca com ruína do concreto e ruína por flexo-compressão na região central do pilar. A Tabela 2.16 mostra as forças últimas e modos de ruína observados nos ensaios.

Tabela 2.16 – Força última e modos de ruína – DANTAS (2006)

PILAR	$F_u$ (kN)	MODOS DE RUÍNA
PFN 0-3	1053	Ruptura brusca com ruína do concreto
PFN 15-3	447	Ruptura por flexo-compressão na região central
PFN 30-3	255	
PFN 40-3	170	
PFN 50-3	155	
PFN 60-3	131	

Os resultados de deformações na armadura, concreto e deslocamentos horizontais também foram comparados com estimativas do programa CACODI, juntamente com uma planilha eletrônica do EXCEL. Os deslocamentos horizontais eram calculados de maneira semi-automática, sendo que para cada passo de força eram necessárias diversas intervenções do usuário até a determinação da flecha de equilíbrio do pilar. Em alguns casos eram necessárias vinte intervenções, e todas sempre muito trabalhosas. Cada pilar demorava em média dois dias para ser analisado pelo programa CACODI juntamente com a planilha EXCEL.

Em relação aos ensaios o autor concluiu que os efeitos de segunda ordem foram importantes, tendo alguns pilares apresentado deslocamentos horizontais maiores que a excentricidade da força no pilar, inclusive foram percebidos erros na centralização do pilar sob força centrada ( $e = 0$ ), que apresentou uma força de ruína inferior à força de ruína teórica. Os demais pilares apresentaram uma força de ruína em média 8 % maiores que as teóricas.

O pórtico de ensaios utilizado mostrou-se bastante confiável durante os ensaios executados, mostrando apenas a necessidade de melhorar a fixação do pórtico na laje de reação, pois não tinha sido bem fixado durante a montagem.

Foi determinada uma curva de tendência exponencial para a relação entre a força última relativa  $v_u = F_u/bhf_c$  e a excentricidade relativa  $e/h$ , ficando evidente que faltaram mais pontos experimentais na região de menor excentricidade relativa para uma melhor definição da curva. A Figura 2.29 mostra a curva de tendência exponencial obtida por DANTAS (2006).

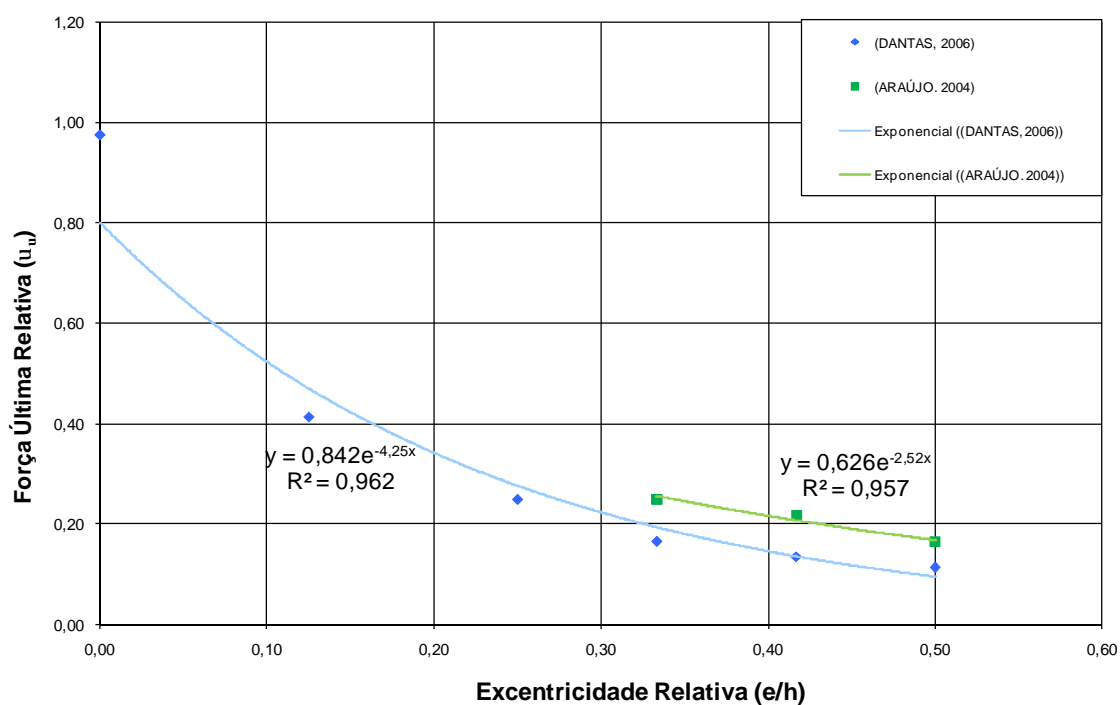


Figura 2.29 – Força Última Relativa ( $v_u$ ) x Excentricidade Relativa ( $e/h$ ) – DANTAS (2006)

Comparando-se os resultados com a pesquisa de ARAÚJO (2004) o autor verificou que o índice de esbeltez dos pilares tem grande influência na força de ruína, como esperado. A

força última relativa para os pilares de 3 m de altura total ficou entre 30 e 38 % menor do que o valor correspondente para os pilares de 2 m de altura total.

O programa CACODI, juntamente com a planilha em EXCEL desenvolvida pelo autor, mostrou bons resultados na previsão do comportamento dos pilares ensaiados. A força de ruína experimental ficou em média 8 % acima do valor teórico, com a diferença variando de 3 a 12 %, evidenciando que o programa CACODI, juntamente com a planilha em EXCEL, pode ser usado com segurança para a previsão da força última de pilares sob flexo-compressão, do tipo ensaiado pelo autor. O pilar sob força centrada apresentou um valor experimental em torno de 16 % menor que a previsão teórica, provavelmente devido a uma pequena excentricidade acidental ou a alguma imperfeição no alinhamento do eixo do pilar.

#### **2.4.7 GALANO e VIGNOLI (2008)**

Realizaram um estudo experimental de 60 pilares esbeltos de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal, constituídos de concreto de alta resistência auto-adensável e de concreto tradicional, ou seja, com a utilização de vibrador de imersão para auxiliar no adensamento do concreto.

O objetivo da pesquisa foi analisar o desempenho dos pilares nos seguintes aspectos: tipos de ruína, padrão de fissuração, forças últimas e ductilidade.

As principais variáveis do estudo foram a resistência do concreto, a taxa de armadura longitudinal e a excentricidade da força.

Todos os pilares possuíam a seção transversal de 100 mm x 100 mm e comprimento de 2000 mm. O concreto utilizado apresentou uma resistência à compressão entre 40 MPa e 100 MPa.

O concreto usado na fabricação dos pilares foi obtido por sete misturas distintas, com diferentes resistências especificadas. As misturas HSCA, HSCB e HSCC representam o concreto convencional vibrado de alta resistência, com uma resistência especificada de 70 MPa, 80 MPa e 100 MPa aos 28 dias. As misturas SCCE e SCCF, são para concretos auto-adensáveis com resistência especificada de 80 MPa e 95 MPa aos 28 dias. As misturas NSCD são para concretos convencionais com resistência de 40 MPa aos 28 dias, e a mistura SCCG é para concreto auto-adensável com resistência especificada de 40 MPa aos 28 dias.

Foram utilizados quatro tipos diferentes de arranjos de armaduras longitudinais e transversais. As letras A, B, C e D foram utilizadas para distinguir cada arranjo de armadura utilizada.

Os pilares tipo A e C possuíam uma armadura longitudinal de 4 barras de 8 mm ( $\rho = 2,01\%$ ), enquanto os pilares tipo B e D possuíam uma armadura longitudinal de 4 barras de 12 mm ( $\rho = 4,52\%$ ).

Os pilares tipo A e B, possuíam uma armadura transversal composta de estribos de 6 mm de diâmetro e espaçamento de 80 mm. Os pilares tipo C e D possuíam o mesmo tipo de armadura e espaçamento de 40 mm. O espaçamento dos estribos obedeceu às recomendações da norma Italiana de estruturas de concreto armado. A Figura 2.30 mostra a geometria e os detalhes da armadura utilizada.

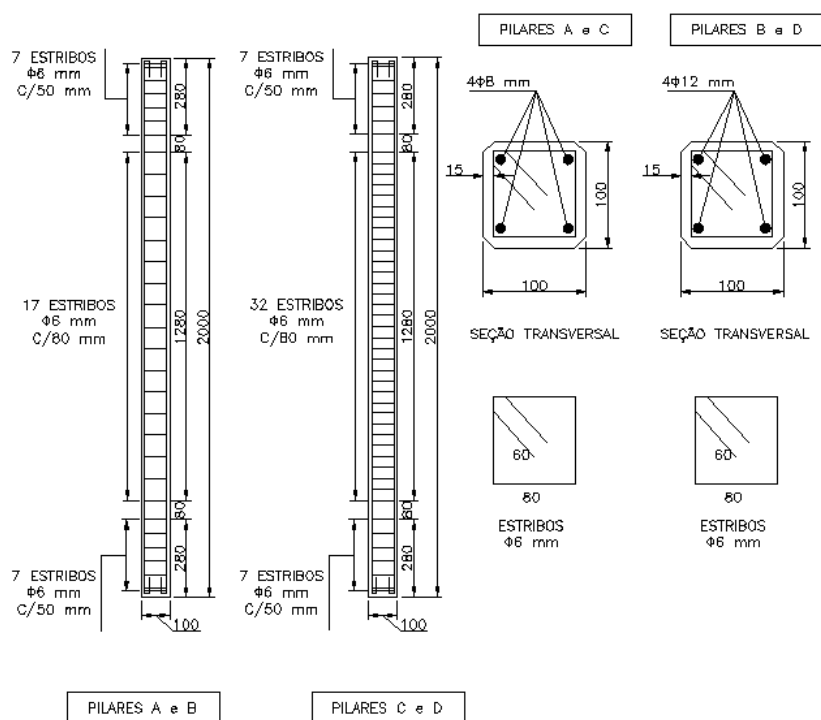


Figura 2.30 – Geometria e detalhamento da armadura – GALANO e VIGNOLI (2008)

Os pilares foram ensaiados com a excentricidade inicial aplicada na mesma direção, tanto na extremidade superior quanto na extremidade inferior. A força excêntrica foi aplicada desviando-se o eixo das rótulas em relação ao eixo dos pilares, com uma precisão de  $\pm 0,5$  mm. O comprimento equivalente do pilar considerando o sistema de vinculação foi de  $l_e = 2120$  mm e a esbelteza foi igual a  $\lambda = 73,4$ .

O sistema de vinculação foi do tipo bi-apoiado, com duas rótulas, sendo uma superior e outra inferior. Foi colocada também uma extremidade de aço na cabeça dos pilares para melhorar o confinamento dessas regiões.



Os ensaios foram realizados com um controle dos deslocamentos, com uma taxa constante de 0,5 mm/min, e um macaco hidráulico com capacidade de 500 kN de força. A duração de cada ensaio foi de 10 minutos a 30 minutos.

Durante os ensaios, a força foi medida por uma célula de força e o deslocamento horizontal medido à meia altura do pilar foi obtido por meio de um defletômetro. Cada pilar foi instrumentado com cinco extensômetros, sendo um na face comprimida e quatro na face tracionada, ambos na região central dos pilares. As armaduras não foram instrumentadas e a curvatura foi obtida apenas pelas deformações obtidas. A Figura 2.31 mostra o esquema de ensaio e o posicionamento da instrumentação utilizada.

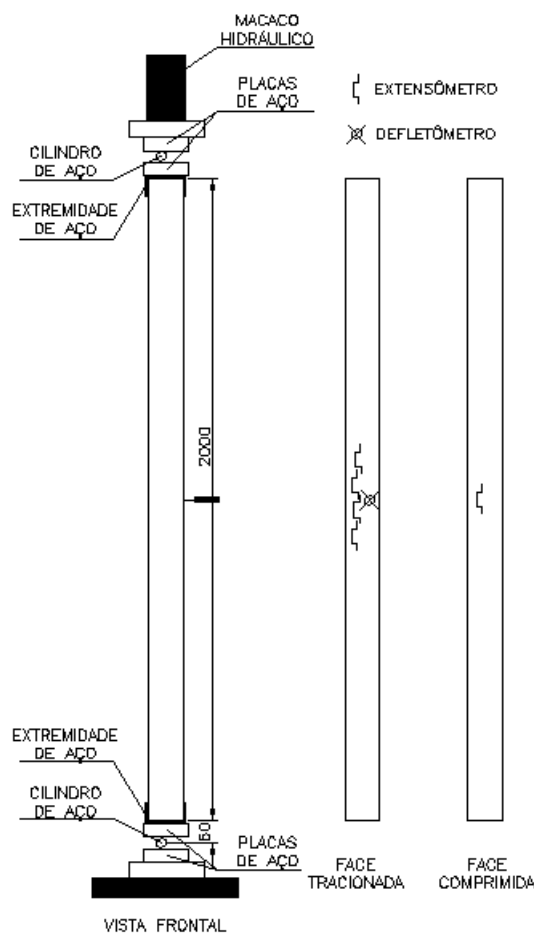


Figura 2.31 – Esquema de ensaio – GALANO e VIGNOLI (2008)

As ruínas foram caracterizadas pela ruptura do concreto da face comprimida, apresentando um comportamento qualitativo aproximado entre os pilares concretados com concreto auto-adensável e concreto comum. A Tabela 2.17 mostra os dados de ruína dos pilares ensaiados.

Tabela 2.17 – Resultados dos pilares - GALANO e VIGNOLI (2008)

Pilar	$e_1$ (mm)	Espaçam. Estribos	$f_c$ (MPa)	$E_{cs}$ (GPa)	$F_u$ (kN)	$e_T$ (mm)	Pilar	$e_1$ (mm)	Espaçam. Estribos	$f_c$ (MPa)	$E_{cs}$ (GPa)	$F_u$ (kN)	$e_T$ (mm)
HSCA-A-25	24,5	80	85	40,2	154,92	44,99	HSCC4-C-25	24	40	118,7	-	164	43,56
HSCA-A-13	13	80	85	40,2	290,48	29,19	HSCC4-C-18	18	40	118,7	-	247	35,90
HSCA-A-8	7,5	80	85	40,2	417,40	22,90	HSCC4-C-13	13	40	118,7	-	385	30,64
HSCA-B-25	25	80	85	40,2	191,50	61,03	HSCC4-D-25	25	40	118,7	-	229	58,35
HSCA-B-13	13	80	85	40,2	336,56	33,50	HSCC4-D-18	17,5	40	118,7	-	282	39,81
HSCA-B-8	7	80	85	40,2	452,87	21,02	HSCC4-D-13	12	40	118,7	-	424	30,15
HSCB-A-25	24	80	87	39,9	171,52	44,59	NSCD-A-25	24	80	43,1	31,8	126	50,05
HSCB-A-13	13	80	87	39,9	338,32	31,11	NSCD-A-13	13	80	43,1	31,8	216	27,94
HSCB-A-8	7,5	80	87	39,9	444,70	16,18	NSCD-A-8	7	80	43,1	31,8	297	20,20
HSCB-B-25	25	80	87	39,9	198,75	56,53	NSCD-B-25	24	80	43,1	31,8	164	54,06
HSCB-B-13	12,5	80	87	39,9	378,86	25,09	NSCD-B-13	12	80	43,1	31,8	249	28,96
HSCB-B-8	8,5	80	87	39,9	437,13	16,47	NSCD-B-8	6	80	43,1	31,8	327	19,71
HSCC1-A-25	25	80	113	49,8	173,22	47,86	SCCE-A-25	25	80	88,8	40,4	141	53,09
HSCC1-A-20	19	80	113	49,8	242,89	37,02	SCCE-A-13	12	80	88,8	40,4	284	22,93
HSCC1-A-13	13	80	113	49,8	348,07	24,65	SCCE-A-8	7	80	88,8	40,4	337	14,00
HSCC1-B-30	30	80	113	49,8	182,83	65,85	SCCE-B-25	25	80	88,8	40,4	213	57,57
HSCC1-B-20	19	80	113	49,8	269,15	41,29	SCCE-B-13	12	80	88,8	40,4	328	25,17
HSCC1-B-13	13	80	113	49,8	361,02	27,82	SCCE-B-8	7	80	88,8	40,4	425	16,22
HSCC2-A-25	25	80	131	-	195,89	47,79	SCCF-A-25	25	80	100,1	42,70	170	47,45
HSCC2-A-18	18	80	131	-	280,21	35,62	SCCF-A-13	12	80	100,1	42,70	335	23,76
HSCC2-A-13	13	80	131	-	419,02	29,89	SCCF-A-8	8	80	100,1	42,70	451	17,14
HSCC2-B-25	25	80	131	-	206,48	54,76	SCCF-B-25	24	80	100,1	42,70	210	57,74
HSCC2-B-18	20	80	131	-	284,39	44,27	SCCF-B-13	13	80	100,1	42,70	340	27,16
HSCC2-B-13	12	80	131	-	405,99	29,86	SCCF-B-8	7	80	100,1	42,70	530	13,51
HSCC3-C-25	25	40	118	-	190,72	45,52	SCCG-A-25	24	80	48,4	30,00	111	49,41
HSCC3-C-18	18	40	118	-	264,54	34,70	SCCG-A-13	13	80	48,4	30,00	178	30,35
HSCC3-C-13	13	40	118	-	384,63	25,26	SCCG-A-8	8	80	48,4	30,00	232	22,59
HSCC3-D-25	24	40	118	-	229,43	61,74	SCCG-B-25	24	80	48,4	30,00	154	54,53
HSCC3-D-18	18	40	118	-	296,69	38,36	SCCG-B-13	13	80	48,4	30,00	222	33,77
HSCC3-D-13	12	40	118	-	406,16	29,01	SCCG-B-8	9	80	48,4	30,00	226	26,29

O autor verificou que a deformação última do concreto verificada foi acima de 3 ‰ para todos os pilares ensaiados, exceto para o pilar SCCG-B-25 que apresentou uma ruptura anormal fora da região central do pilar, e apresentando uma deformação última de 4 ‰, indicando que o limite de 3 ‰ para a deformação do concreto apresenta mais segurança no dimensionamento de pilares.

Foi verificado também que os pilares feitos com concreto auto-adensável com resistência próxima a 40 MPa apresentou um comportamento mais dúctil e uma ruptura menos frágil que os demais. A força última, porém, foi menor que a força última dos pilares feitos com concreto convencional. Para os pilares moldados com concreto de alta resistência, a capacidade última e os valores de ductilidade apresentaram valores similares para todas as misturas, tanto para concretos convencionais quanto para concretos auto-adensáveis.

## 2.4.8 LIN *et al.* (2008)

Realizaram um estudo experimental de 32 pilares de concreto armado, utilizando concreto convencional, vibrado *in loco*, e concreto auto-adensável. Foram ensaiados 16 pilares utilizando concreto armado comum e 16 pilares de concreto armado auto-adensável.

Foram utilizados concretos com resistências de 28 MPa, 41 MPa e 50 MPa. Para os concretos comuns adensados *in loco* foi utilizada a nomenclatura N e para os concretos auto-adensáveis foi utilizada a nomenclatura S. A tensão de escoamento da armadura longitudinal foi de 552 MPa.

Os pilares possuíam seção transversal de 300 mm x 300 mm, altura constante de 1400 mm, com taxas de armadura de 1,72 %, 2,55 % e 3,44 %. Os pilares foram armados de tal forma a prevenir uma ruína localizada nos extremos, e obter uma ruína na região central dos pilares. A disposição das armaduras e a instrumentação das barras é mostrada na Figura 2.32.

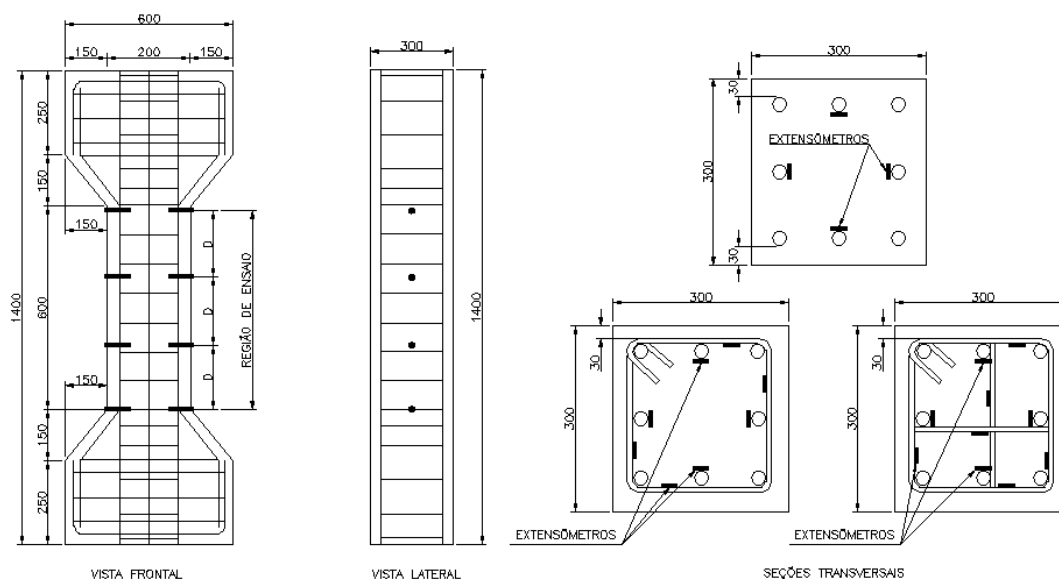


Figura 2.32 – Disposição da armadura e instrumentação das barras – LIN *et al.* (2008)

Seis pilares (N1, N2, N3, S1, S2 e S3) foram moldados sem estribos para evitar o confinamento do concreto dos pilares, para avaliar a resistência do concreto e para realizar uma comparação com os resultados dos corpos-de-prova cilíndricos. Os estribos foram confeccionados com armadura de  $\Phi 10$  mm, e o espaçamento dos estribos foi de 60, 68, 90,

113, 135 e 150 mm. Os demais pilares foram armados com estribos segundo as recomendações do ACI 318:2005 para sismos.

Para a medição das deformações axiais foram utilizados seis defletômetros elétricos na região central. A armadura longitudinal e os estribos foram instrumentados com extensômetros elétricos na região central dos pilares, e os deslocamentos horizontais foram obtidos por LVDTs posicionados na região de ensaio.

Os pilares foram ensaiados por carregamentos incrementais até a ruptura, utilizando um sistema de aplicação de forças com capacidade de 6000 kN. O sistema de vinculação foi do tipo birrotulado nas extremidades.

Durante cada passo de força, as aberturas de fissuras foram verificadas com o auxílio de um microscópio portátil que possuía uma escala com precisão de 0,05 mm. A Figura 2.33 mostra o sistema de ensaio utilizado por LIN *et al.* (2008).

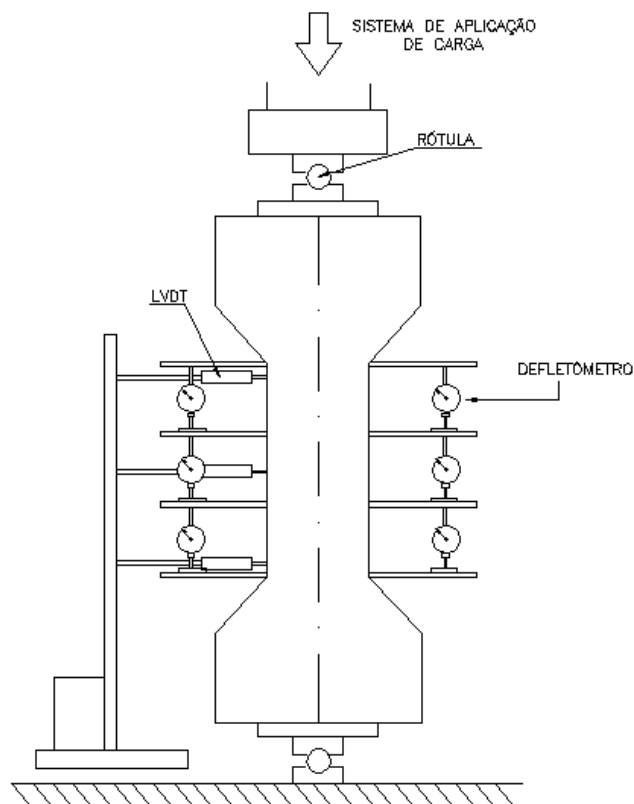


Figura 2.33 – Sistema de ensaio - LIN *et al.* (2008)

Os autores concluíram que os pilares moldados com concreto auto-adensável apresentaram uma rigidez superior aos moldados com concreto convencional, moldado *in loco*, apresentando um aumento de aproximadamente 15 % da força de ruína. A ductilidade do concreto auto-adensável confinado foi melhor que o do concreto convencional, apresentando um aumento de aproximadamente 32 % na ductilidade.

Os pilares moldados com concreto auto-adensável apresentaram menores aberturas de fissuras que os pilares moldados com concreto convencional. As aberturas de fissuras dos pilares com concreto auto-adensável foram de aproximadamente 82 % das aberturas de fissuras dos pilares moldados com concreto convencional.

Foi verificado que uma grande quantidade agregado graúdo melhora o comportamento mecânico do concreto endurecido. É sugerido que a quantidade de agregado graúdo nos pilares auto-adensáveis pode ser a mesma quantidade para o concreto convencional, sendo recomendado um mínimo de  $900 \text{ kg/m}^3$ .

O concreto auto-adensável utilizado na pesquisa apresentou um desempenho estrutural satisfatório.

#### **2.4.9 NAGATO (1987)**

Realizou um estudo numérico e experimental de peças de concreto armado com seção transversal circular e armadura longitudinal uniformemente distribuída no perímetro, onde o principal objetivo foi analisar a contribuição da força normal e da taxa de armadura longitudinal na resistência à força cortante.

Apesar do trabalho não ter sido especificamente sobre pilares de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal, o autor desenvolveu um programa computacional denominado de CACODI (Programa de análise de seções de concreto armado sob flexo-compressão normal baseado no campo de compressão diagonal), que analisa uma seção transversal submetida a uma ação combinada de força axial, força cortante e momento fletor, possuindo pelo menos um eixo de simetria.

Os resultados obtidos pelo programa CACODI apresentaram-se de forma adequada, representando o estado de tensões e deformações ao longo da altura da seção para qualquer estágio de carregamento.

O programa CACODI apresenta a possibilidade de se ignorar a força cortante na seção transversal, podendo ser aplicado também para seções de concreto armado submetidas a flexo-compressão normal.

O programa CACODI serviu como base para o desenvolvimento dos modelos numéricos que analisa pilares birrotulados de concreto armado, sob carregamento incremental até a ruína, levando-se em conta os efeitos de segunda ordem.

Maiores detalhes das características e funcionamento do programa CACODI serão mostradas no CAPÍTULO 5.

## **2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Diversos estudos sobre pilares podem ser encontrados em revistas especializadas sobre ensaios de pilares de concreto armado, destacando-se nos dias de hoje pesquisas relacionadas ao confinamento do concreto, pilares com concretos de alta resistência, análises dinâmicas, simulações de sismos e reforço de pilares.

Em relação aos pilares de concreto armado sob flexo-compressão normal, existem diversas publicações de trabalhos experimentais, porém não apresentam um modelo numérico para prever o comportamento do pilar durante as fases de carregamento até a ruptura. Uma análise não-linear de pilares sob flexo-compressão normal utilizando métodos computacionais representa mais uma ferramenta para buscar um melhor entendimento do comportamento desse tipo de solicitação.

Seguem algumas considerações sobre as pesquisas citadas:

- a) a pesquisa de HOGNESTAD (1951) apresenta um vasto número de ensaios, porém poucos ensaios com concreto de resistência em torno de 40 MPa e com excentricidade relativa  $e/h$  inferior a 0,25;
- b) das conclusões obtidas por HOGNESTAD (1951), destacam-se: a grande dificuldade de se aplicar um carregamento centrado em pilares com o uso aparelhos de apoios articulados, e o grau de compactação do pilar, principalmente quando moldado na vertical, que influencia na região de ruína do pilar, ocorrendo acima da meia altura;
- c) foi observada uma distribuição linear das deformações, podendo-se admitir a hipótese que as seções permanecem planas até a ruína;
- d) na pesquisa de IBRAHIM e MACGREGOR (1996) foi observada uma ruptura brusca nos pilares armados com concreto simples, indicando cuidados para a realização desses ensaios;
- e) na pesquisa de VANDERLEI (1999) foi verificada a necessidade de se instrumentar também as barras longitudinais posicionadas nos cantos da seção transversal, principalmente para se ter um controle sobre o comportamento a flexo-compressão oblíqua;
- f) as equações para a determinação da força de ruptura e momento fletor último dos pilares propostas por VANDERLEI (1999) dependem das deformações obtidas nos ensaios, tendo a necessidade de se efetuar o ensaio para a determinação;
- g) as pesquisas de ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004), tinham como objetivo a validação da proposta de MELLO (2003), porém não apresentaram resultados numéricos de estimativa de comportamento dos pilares ensaiados, além das verificações da proposta de MELLO (2003) ter sido realizada considerando os dados dos ensaios;
- h) a pesquisa de DANTAS (2006) evidenciou a falta de ensaios com pequena excentricidade relativa e um processo trabalhoso para a determinação do comportamento experimental dos pilares ao longo do carregamento até a ruptura a partir do programa CACODI (NAGATO (1987)), apesar dos bons resultados obtidos.

i) a pesquisa realizada por GALANO e VIGNOLI (2008), apresenta bons resultados de análises de pilares birrotulados de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal, com concretos apresentando resistência de 40 MPa a 100 MPa, do tipo auto-adensável e vibrado, porém os resultados dos ensaios são confrontados com os diagramas de interação, não apresentando um modelo numérico para a previsão do comportamento;

j) os pilares da pesquisa de GALANO e VIGNOLI (2008) apresentaram um índice de esbeltez  $\lambda = 73,4$ , numa faixa onde os efeitos de segunda ordem não são tão preponderantes em relação a pilares esbeltos ( $\lambda \geq 90$ ), e onde apresenta menores cuidados para a realização dos ensaios;

k) por fim a pesquisa de LIN *et al.* apresenta resultados de pilares sob compressão centrada, apresentando conclusões a respeito que o comportamento de pilares sob carregamento centrado apresenta melhores resultados quanto utilizado o concreto auto-adensável, indicando uma tendência na aplicação deste tipo de concreto, inclusive para pilares;

Dos comentários expostos acima, verifica-se que prever o comportamento durante as fases de carregamento até a ruptura de pilares birrotulados de concreto armado por meio de um modelo numérico se faz necessário, haja vista que com o advento do computador os pilares tornaram-se cada vez mais esbeltos e há a grande necessidade de se estudar o comportamento desses pilares durante as fases de carregamento e não simplesmente sob o ponto de vista de carregamento último.



### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O presente estudo consiste na análise experimental de 24 pilares de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Os ensaios foram realizados em conjunto com os pesquisadores DANTAS (2006) e SANTOS (2009).

O programa experimental foi composto por três séries de ensaios: dez pilares na Série 1, sete na Série 2 e sete na Série 3, com o objetivo de dar uma contribuição ao estudo de pilares submetidos a flexo-compressão normal.

As variáveis principais são: a excentricidade do ponto de aplicação da força e o índice de esbeltez dos pilares. São mantidos constantes, na medida do possível, a seção transversal, a taxa de armadura longitudinal, a resistência à compressão do concreto, o posicionamento da armadura na seção transversal e o posicionamento dos extensômetros utilizados nos ensaios.

O comportamento dos pilares ensaiados foi monitorado por meio de medições com célula de força, defletômetros, extensômetros no aço e no concreto, e mapeamento da fissuração nos modelos durante todo o ensaio até a ruína.

#### **3.2 DESCRIÇÃO DOS PILARES**

##### **3.2.1 Dimensões e Nomenclatura dos Pilares**

Com o objetivo de dar uma maior continuidade ao estudo realizado por ADORNO (2004), foram utilizados pilares com seção transversal constante de 120 mm x 250 mm, com mesma taxa de armadura e comprimento variável. A Figura 3.1 mostra as dimensões dos pilares ensaiados.

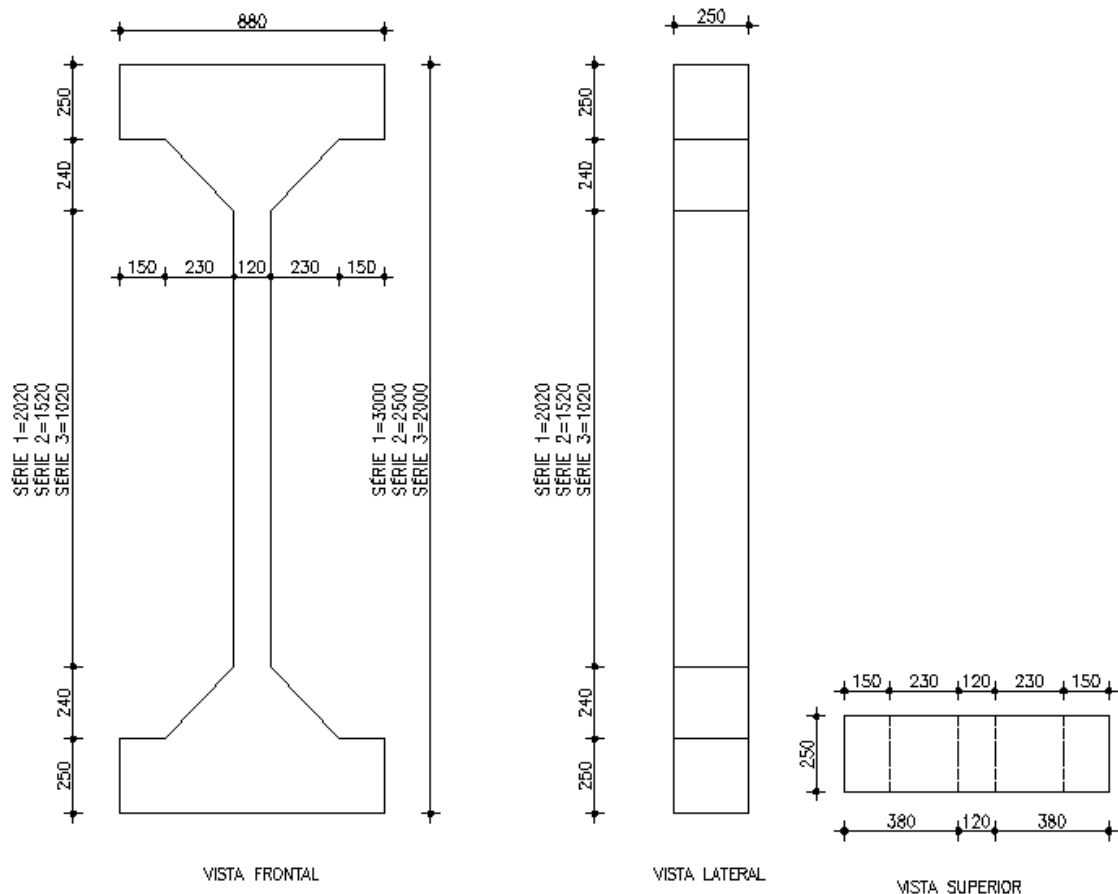


Figura 3.1 – Dimensões dos pilares ensaiados (mm)

Para permitir a aplicação de força excêntrica, os pilares possuíam quatro consolos, sendo dois na base e dois no topo. Diferentemente do utilizado por ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004), o esquema adotado foi utilizado para analisar a rotação do pilar na base e no topo, e para facilitar o transporte do pilar, devido à simetria, e facilitando a colocação do pilar no pórtico de ensaios.

Os pilares foram identificados pela seguinte nomenclatura: PFN e – L.

onde:

PFN = pilar à flexo-compressão normal;

e = valor da excentricidade na direção da menor inércia, em milímetros;

L = comprimento do pilar, em metros.

Tabela 3.1 – Características dos Pilares Ensaiaados

Série	Pilares	e (mm)	e/h	$\lambda$	L (mm)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ (%)
1	PFN 0-3	0	0	92,7	3000	300	4,71	1,57
	PFN 6-3	6	0,05					
	PFN12-3	12	0,10					
	PFN 15-3	15	0,13					
	PFN 18-3	18	0,15					
	PFN 24-3	24	0,20					
	PFN 30-3	30	0,25					
	PFN 40-3	40	0,33					
	PFN 50-3	50	0,42					
	PFN 60-3	60	0,50					
2	PFN 0-2,5	0	0	71,5	2500	300	4,71	1,57
	PFN 15-2,5	15	0,13					
	PFN 24-2,5	24	0,20					
	PFN 30-2,5	30	0,25					
	PFN 40-2,5	40	0,33					
	PFN 50-2,5	50	0,42					
	PFN 60-2,5	60	0,50					
3	PFN 0-2	0	0	52,2	2000	300	4,71	1,57
	PFN 15-2	15	0,13					
	PFN 24-2	24	0,20					
	PFN 30-2	30	0,25					
	PFN 40-2	40	0,33					
	PFN 50-2	50	0,42					
	PFN 60-2	60	0,50					

Vale ressaltar que os pilares sob força centrada apresentam a mesma nomenclatura devido à dificuldade de se ensaiar pilares sob força centrada, e que sempre apresentam excentricidades, mesmo que pequenas, devido a imprecisões na centralização do carregamento e imperfeições geométricas no pilar.

### 3.2.2 Arranjo das Armaduras

A armadura longitudinal dos pilares ensaiados foi composta de seis barras de aço CA-50, com diâmetro de 10 mm ( $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$  e  $\rho = 1,57 \%$ ). A armadura transversal da região central, composta de estribos, foi confeccionada com aço CA-60, diâmetro de 5,0 mm e com espaçamento de 10 cm. Próximo da extremidade das peças, os estribos foram dispostos com mesma bitola e espaçamento de 5 cm.

Foi utilizada uma armadura nas extremidades do pilar semelhante à adotada por VANDERLEI (1999) e ADORNO (2004), uma vez que as armaduras foram executadas no início do projeto de DANTAS (2006), juntamente com um aluno de doutorado da UnB. A Figura 3.2 mostra o detalhamento da armadura utilizada nos pilares.

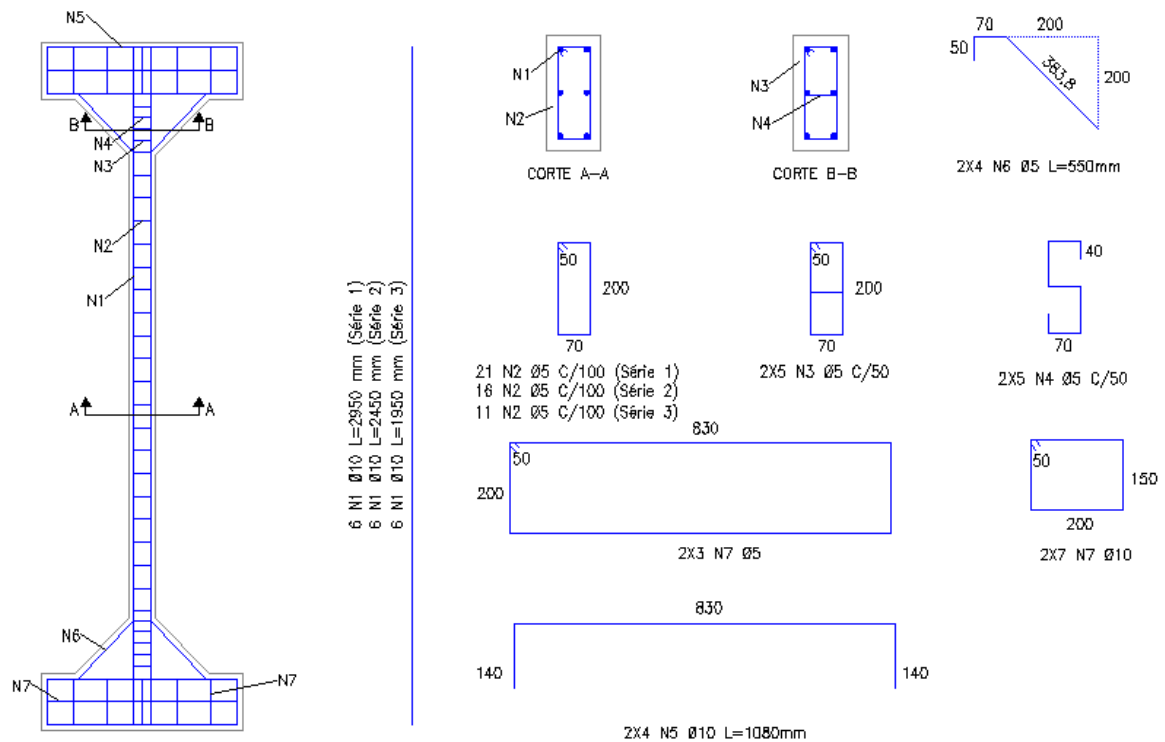


Figura 3.2 – Detalhamento da armadura dos pilares

O cobrimento da armadura adotado foi de 2,5 cm, espaçado a partir do estribo ou armadura mais externa com a utilização de espaçadores industriais de plástico.

### 3.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Serão apresentadas adiante as propriedades especificadas para os materiais utilizados na pesquisa. Os resultados de caracterização dos materiais serão apresentados no Capítulo 4.

#### 3.3.1 Concreto

O concreto utilizado na moldagem dos pilares foi usinado, dosado para a resistência característica à compressão de 40 MPa, abatimento de tronco de cone de 10 cm ± 2 cm,

apresentando as mesmas quantidades de materiais em todas as concretagens. A Tabela 3.2 mostra os materiais utilizados para a dosagem 1 m<sup>3</sup> de concreto.

Tabela 3.2 - Materiais utilizados para fabricação do concreto

<b>Quantidade de Materiais para 1m<sup>3</sup> de Concreto</b>		
<b>Material</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Unidade</b>
Cimento CP V - ARI	470	kg
Areia Artificial	0,295	m <sup>3</sup>
Areia Fina	0,342	m <sup>3</sup>
Brita 0	0,711	m <sup>3</sup>
Aditivo Mir50	3,993	litros

Foram moldados nove corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15 cm x 30 cm para cada conjunto de dois pilares, para ensaios de caracterização do concreto, sendo três corpos-de-prova para o ensaio de compressão, três corpos-de-prova para o ensaio de tração por compressão diametral e três corpos-de-prova para o ensaio do módulo de elasticidade do concreto. Devido à dificuldades de agendamento no Laboratório de Ensaios de Materiais da Universidade de Brasília, foram realizados alguns ensaios para grupos de três pilares.

Para os ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade secante do concreto, foram utilizadas as normas: ABNT NBR 5739:1994, ABNT NBR 7222:1994 e ABNT NBR 8522:2003, respectivamente.

### **3.3.2 Aço**

Foram utilizadas barras de aço CA50 com superfícies nervuradas, obtidas por laminação a quente, fabricados pela Gerdau e Belgo. A armadura utilizada foi produzida de acordo com as especificações da norma ABNT NBR 7480:2007, segundo o fabricante. A Tabela 3.3 apresenta as propriedades mecânicas das barras de aço e a Tabela 3.4 apresenta as características de massa e seção das barras de aço utilizadas.

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas exigidas da armadura utilizada

Ensaio de Tração (valores mínimos)			Ensaio de Dobramento a 180°		Aderência
$f_y$ (MPa)	$f_{st}$ (MPa)	Alongamento (%)	Diâmetro de Pino (mm)		Coeficiente de conformação mínimo para $\phi$ 10 mm
			$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	
500	1,1 $f_y$	8	4 $\phi$	6 $\phi$	1,5
600	1,05 $f_y$	5	5 $\phi$	-	1,5

$f_y$ : resistência característica de escoamento

$f_{st}$ : limite de resistência

Tabela 3.4 – Características de massa e seção da armadura utilizada (fabricante)

Bitola (mm)	Massa Nominal (kg/m)	Tolerância (%)	Seção Nominal (mm <sup>2</sup> )
5,0	0,154	±10	19,6
10,0	0,617	±6	78,5

### 3.4 MOLDAGEM DOS PILARES

#### 3.4.1 Formas dos Pilares

Os pilares da Série 1 foram moldados com formas de madeira plastificada e os pilares das Séries 2 e 3 foram moldados com formas tendo laterais metálicas e base de madeira. A base da forma era de forma retangular, com dimensões de 1100 mm x 3300 mm, e executada com madeira plastificada de 17 mm de espessura.

As formas de madeira da Série 1 possuíam laterais que contornavam o pilar, e foram constituídas de madeira plastificada de 12 mm, interconectadas entre si com pregos numa lateral e por parafusos de cabeça sextavada na outra, para facilitar a desmoldagem.

Devido a problemas de geometria detectados na concretagem dos pilares da Série 1, foram confeccionadas formas metálicas modulares, de modo que estas pudessem ser utilizadas nos ensaios seguintes e pesquisas futuras na Universidade de Brasília, dando uma maior agilidade no processo de fabricação dos pilares. O projeto das formas metálicas é do presente autor.

As formas foram concebidas de modo que fosse possível alterar uma dimensão na seção transversal dos pilares em pesquisas futuras, bastando para isso confeccionar os módulos das extremidades que interconectam os módulos dos consolos. Devido à modulação das formas, os pilares também poderiam ter comprimentos variados, bastando apenas trocar os módulos da região central das formas.

Para a presente pesquisa as formas apresentavam variações apenas na região central, para que pudessem ser moldados pilares de 3000 mm, 2500 mm e 2000 mm de comprimento. Para pilares de comprimentos diferentes será necessário apenas confeccionar módulos centrais para atingir o comprimento necessário.

As formas foram fabricadas com chapas metálicas de 3 mm de espessura, com módulos conectados por parafusos de ½ polegada. A base da forma permaneceu sendo a utilizada para os pilares da Série 1, pois apresentava boas condições e poucas irregularidades.

A partir dos dados obtidos dos ensaios realizados nas Séries 2 e 3, o que será mostrado adiante, ficou constatado que as formas metálicas apresentaram desempenho superior frente às formas de madeira, na confecção dos pilares. Além de um excelente reaproveitamento e possibilidade de adaptações, as formas metálicas reduziram sobremaneira as imperfeições geométricas nos pilares ensaiados e o trabalho de preparação da concretagem. A Figura 3.3 mostra as formas utilizadas nas séries de ensaios.

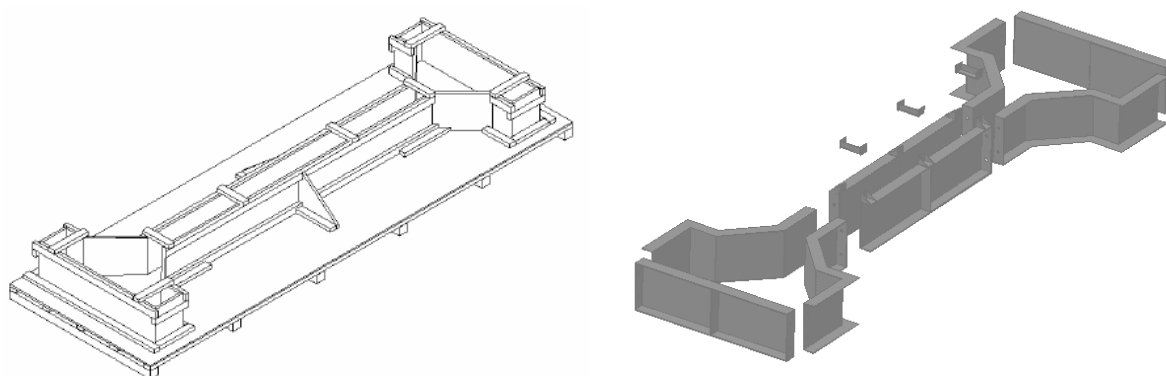


Figura 3.3 – Formas utilizadas na Série 1 (esq.) e Séries 2 e 3 (dir.)

### 3.4.2 Concretagem dos Pilares

Para evitar perda de nata de concreto pelas frestas das formas durante a concretagem e cura, as frestas entre os módulos e a base inferior foram preenchidas com silicone. Este procedimento foi realizado apenas nas Séries 2 e 3, seguindo o recomendado por ADORNO (2004). Para os pilares da Série 1 não foi utilizado tal procedimento. A Figura 3.4 mostra a aplicação de silicone entre as frestas.



Figura 3.4 – Aplicação de silicone nas frestas entre módulos e fundo

Após a preparação das formas e preenchimento das frestas com silicone (Séries 2 e 3), foi aplicado desmoldante para facilitar a desforma, seguindo a recomendação do fabricante. Em seguida a armadura foi posicionada dentro da forma, com o cobrimento garantido por espaçadores de plástico. A Figura 3.5 mostra a armadura posicionada na forma com desmoldante, pronta para a concretagem.





Figura 3.5 – Armadura posicionada na forma com desmoldante

Os pilares foram concretados com concreto usinado, transportado por um caminhão betoneira e carros-de-mão, colocando-se manualmente com o uso de pás, após a verificação da plasticidade do concreto pelo teste de abatimento de tronco de cone. A concretagem foi realizada com um abatimento de no mínimo 10 cm.

O concreto foi adensado com um vibrador de agulha de 34 mm de diâmetro, e após o adensamento foi realizado o acabamento da superfície exposta com régua de alumínio e colher de pedreiro, com o propósito de minimizar as imperfeições geométricas. No instante da concretagem foi realizada também a moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos.

A Figura 3.6 mostra o adensamento do concreto, o acabamento da superfície e os corpos-de-prova moldados.



Figura 3.6 – Concretagem dos pilares (esq) e moldagem dos corpos-de-prova (dir.)

Os pilares e os corpos-de-prova cilíndricos foram cobertos com panos umedecidos, aplicando água duas vezes por dia, cobrindo o conjunto com lonas. O processo de cura ocorreu durante sete dias seguidos após a concretagem. A desmoldagem ocorreu no oitavo dia após a concretagem.

Ao todo foram realizadas cinco concretagens, como mostrado a seguir:

1ª concretagem: seis pilares de 3000 mm (Série 1)

2ª concretagem: seis pilares de 3000 mm (Série 1)

3ª concretagem: cinco pilares de 2500 mm (Série 2)

4ª concretagem: cinco pilares de 2000 mm (Série 3)

5ª concretagem: quatro pilares, sendo dois de 2500 mm e dois de 2000 mm (Séries 2 e 3)

Dos doze pilares concretados nas duas primeiras concretagens, um pilar foi utilizado para o re-ensaio do PFN 15-3, que não apresentou bons resultados e um pilar foi utilizado para testar uma rótula com capacidade de 2500 kN. Os demais foram ensaiados normalmente.

A Figura 3.7 mostra os pilares e corpos-de-prova desmoldados.



Figura 3.7 – Pilares e corpos-de-prova desmoldados

### 3.5 INSTRUMENTAÇÃO

#### 3.5.1 Instrumentação da Armadura Longitudinal

Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência da marca KYOWA, do tipo KFG-5-120-C1-11, para medir as deformações específicas da armadura longitudinal. Os extensômetros foram colados com cola rápida a base de cianoacrilato, após a limpeza da superfície.

Para os pilares da Série 1 foram utilizados fios retirados de cabo telefônico multipar CCI (Cabo de Comunicação Interna) e ligados aos extensômetros, isolando-se seus terminais elétricos com fita isolante comum e posteriormente foi realizada uma proteção com fita isolante de auto-fusão, propiciando a proteção das armaduras.

Para os pilares das Séries 2 e 3 foram utilizados fios de 1,5 mm de seção, que conferiram melhores resultados de leituras de deformações.

A preparação da superfície das armaduras foi realizada da seguinte maneira:

- remoção das nervuras das barras por meio de rebolo de desbaste, constituído de agregado vítreo e óxido de alumínio;

- uso de lixas nº 80 e nº 120 para acabamento final da superfície;
- limpeza e preparação da superfície com álcool isopropílico, condicionador e neutralizador específicos para colagem de extensômetros. A Figura 3.8 mostra o extensômetro colado na barra de aço.

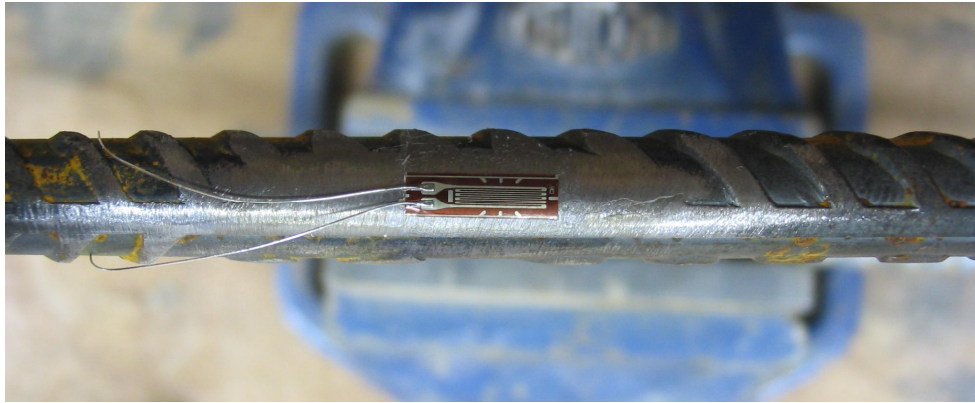


Figura 3.8 – Extensômetro colado na barra de aço

Após a colagem do extensômetro, era realizada uma soldagem a quente dos fios aos terminais dos extensômetros com estanho, tomando o cuidado de se providenciar a amarração do fio junto à barra com o auxílio de braçadeiras de plástico. Antes de cada etapa era verificada a resistência do extensômetro com o auxílio de um multímetro, para verificar se o extensômetro não teria sido danificado no manuseio. O multímetro deveria apresentar uma leitura de 120 Ohms, com uma pequena variação.

Em seguida o extensômetro era protegido com ARALDITE para evitar o contato com a água do concreto durante a concretagem e cura. A Figura 3.9 mostra a proteção com ARALDITE.



Figura 3.9 – Extensômetro colado e protegido com ARALDITE

Após a secagem do ARALDITE por completo, a proteção do extensômetro era realizada com silicone. A Figura 3.10 mostra o extensômetro protegido com uma camada de silicone.

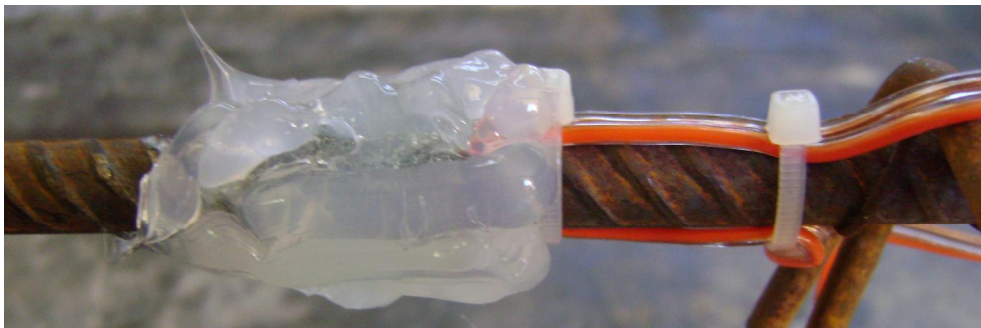


Figura 3.10 – Extensômetro protegido com silicone

O uso da resina epóxi ARALDITE antes da aplicação do silicone deve-se ao seu maior custo e ao fato de o silicone liberar ácido acético no processo de endurecimento, o que pode provocar a corrosão dos fios terminais do extensômetro. O silicone era usado para dar um volume adequado à proteção.

Após a secagem do silicone, cerca de 24 horas após a aplicação, a proteção era finalizada com fita de autofusão. A Figura 3.11 mostra a proteção do extensômetro com fita de autofusão.

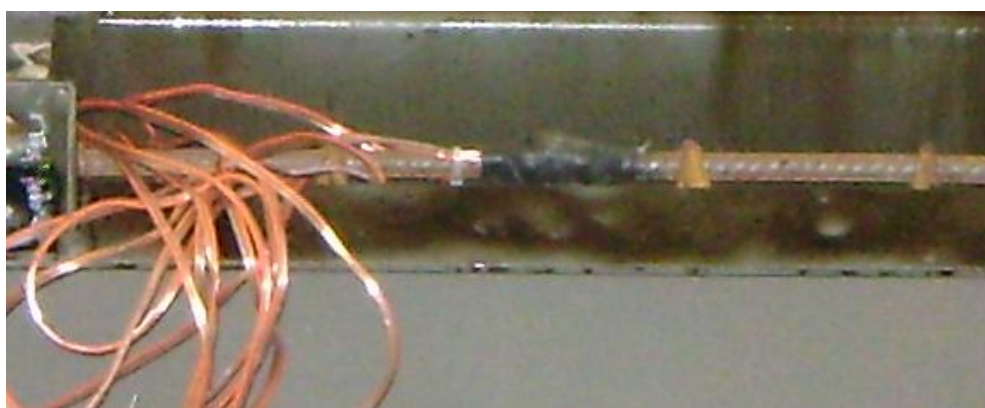


Figura 3.11 – Extensômetro protegido com fita de autofusão

A localização dos extensômetros foi realizada de modo a medir a deformação específica nas barras mais comprimidas (Face C) e nas barras menos comprimidas ou tracionadas, dependendo do ensaio (Face T). A Figura 3.12 mostra o posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal com as devidas nomenclaturas.

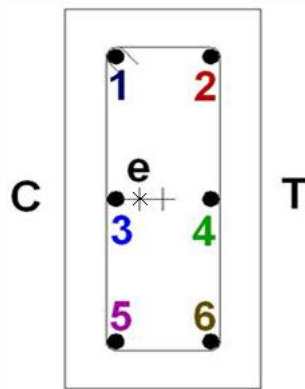


Figura 3.12 – Posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal

Os extensômetros foram verificados quanto à sua resistência elétrica antes de cada ensaio para a verificação de sua funcionabilidade.

### 3.5.2 Instrumentação do Concreto

O concreto foi instrumentado inicialmente em dois pontos, situados à meia altura do pilar, na face mais comprimida. Este procedimento foi realizado nos primeiros ensaios da Série 1. Para o restante dos pilares da Série 1 (PFN 6-3, PFN 12-3, PFN 18-3 e PFN 24-3), pilares da Série 2 e Série 3, foram adotados 3 pontos de medição na mesma posição da armadura longitudinal, para se obter mais dados da zona comprimida.

Os pilares com carregamento centrado foram também instrumentados nas duas faces, exceto para o pilar PFN 0-2.

O extensômetro utilizado foi da marca KYOWA, do tipo KC-70-120-A1-11 e foram colados após a regularização da área com lixa nº 120, limpeza com álcool comum e regularização da área com ARALDITE 10 min. A Figura 3.13 mostra a preparação da superfície com ARALDITE após a limpeza e regularização do local de aplicação.

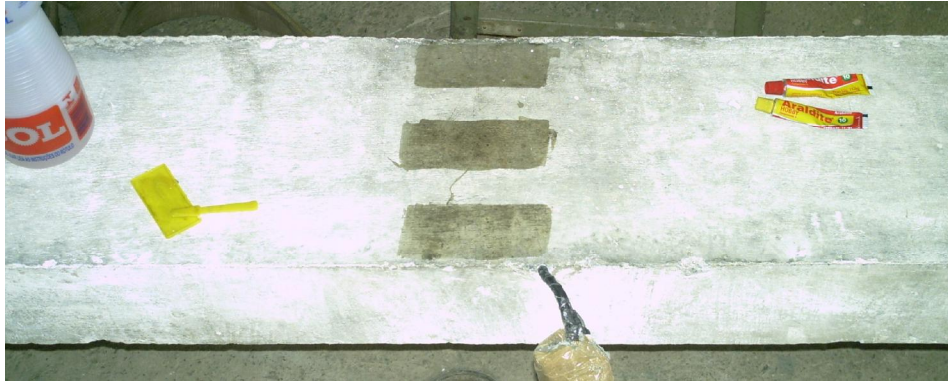


Figura 3.13 – Preparação da superfície para a colagem dos extensômetros do concreto

Os extensômetros foram colados após a limpeza da área com álcool comum com cola específica para extensômetros e posteriormente foram soldados os fios e fixados à face do concreto com fita adesiva.

Para facilitar a colagem, o pilar foi disposto com a face que ia receber a colagem do defletômetro voltada para cima. A Figura 3.14 mostra os extensômetros colados na superfície do concreto.

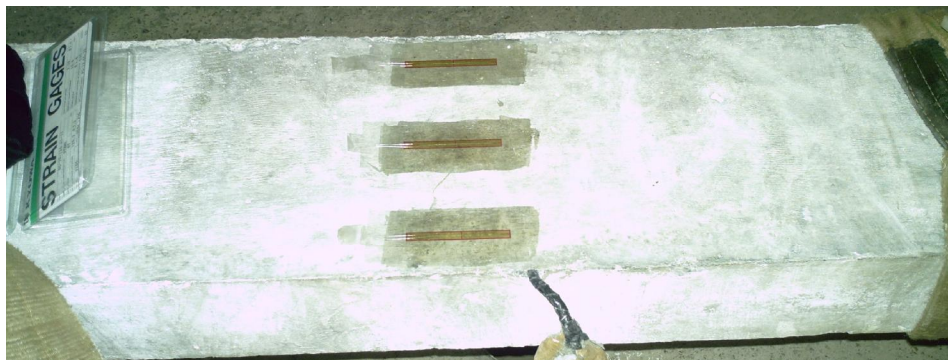


Figura 3.14 – Extensômetros colados no concreto

A Figura 3.15 mostra o pilar apoiado pelas extremidades, de forma que a face a ser colada ficasse na parte superior.



Figura 3.15 – Posicionamento adotado do pilar para colagem dos extensômetros

### 3.5.3 Medição dos Deslocamentos

Nos primeiros ensaios da Série 1 foram utilizados defletômetros Huggenberger Zurich, com precisão de 0,01 mm e curso de 50 mm, além de régua de medição em aço inoxidável, para uma leitura complementar, devido ao curso limitado do defletômetro central.

Devido às limitações dos defletômetros mecânicos e para se ter uma medição mais precisa dos deslocamentos, foram utilizados defletômetros elétricos para o restante dos pilares da Série 1 (PFN 6-3, PFN 12-3, PFN 18-3 e PFN 24-3) e os pilares da Série 2 e Série 3.

Os deslocamentos centrais e as rotações do pilar foram medidas com defletômetros elétricos produzidos pela GEFTRAN. Os defletômetros centrais possuíam curso de 150 mm e os que mediam as rotações dos pilares possuíam um curso de 50 mm, ambos com precisão de 0,01 mm. Para a medição do deslocamento horizontal das cabeças dos pilares para posterior correção das flechas, foram utilizados dois defletômetros elétricos com curso de 50 mm e precisão de 1 mm.



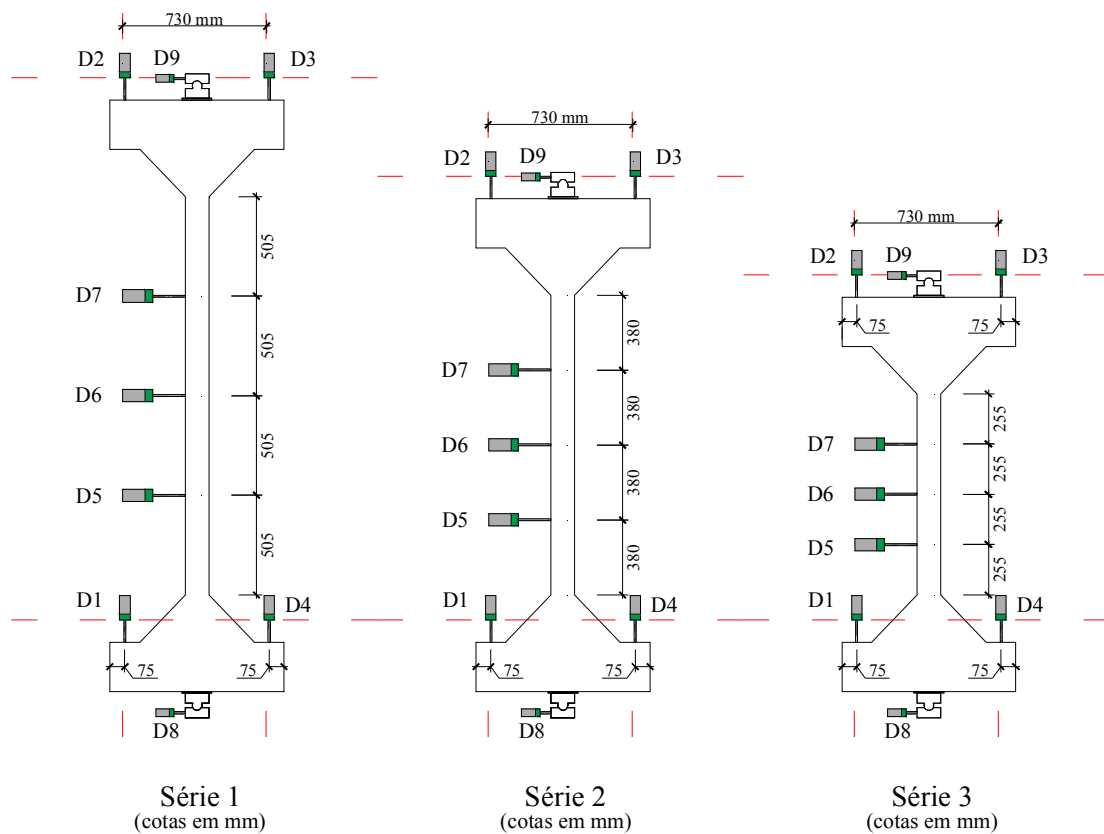


Figura 3.16 – Posicionamento dos defletômetros nos pilares

Os defletômetros produzidos pela GEFTRAN não possuíam mola para retorno da haste de medição e foi necessário se fazer um sistema com pesos e roldanas para que fosse garantido que a haste permanecesse em contato com as faces de medição. A Figura 3.17 e a Figura 3.18 mostram o sistema idealizado pelo autor para a garantia do contato haste/pilar.

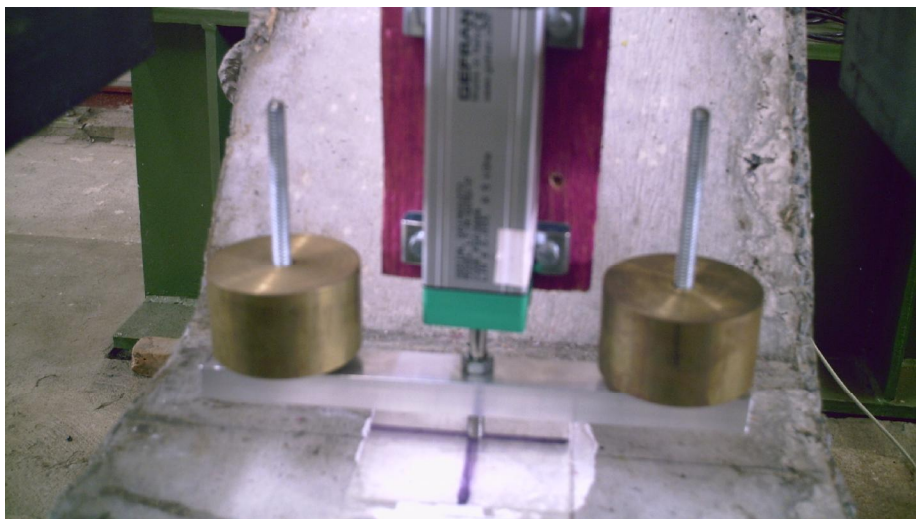


Figura 3.17 – Sistema de pesos para a garantia de contato haste/pilar



Figura 3.18 – Sistema de pesos e roldanas para a garantia de contato haste/pilar

As leituras dos deslocamentos foram obtidas diretamente do sistema de aquisição de dados, após cada passo de força.

### 3.5.4 Marcação das Fissuras

As fissuras nos pilares foram acompanhadas e marcadas com pincel atômico ao final de cada incremento de força. A Figura 3.19 mostra a marcação das fissuras iniciais no pilar PFN 12-3 durante o ensaio.



Figura 3.19 – Marcação das fissuras iniciais no pilar PFN 12-3

### 3.5.5 Instrumentação das Forças

As forças aplicadas nos pilares foram obtidas por uma célula de força da marca KRATOS, com capacidade de 2000 kN, e que foi instalada em linha com o macaco hidráulico. As leituras eram feitas de modo visual diretamente do visor do leitor digital conectado à célula.



Figura 3.20 – Célula de força em linha com o macaco hidráulico (esq.) e leitor digital (dir.)

## 3.6 METODOLOGIA DOS ENSAIOS

### 3.6.1 Estrutura de Reação

A estrutura de reação foi composta por um pórtico metálico fixado na laje de reação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia civil e Ambiental da Universidade de Brasília.

O projeto da estrutura de reação foi de autoria do Prof. José Humberto Matias de Paula, do ENC, projetado exclusivamente para o ensaio de pilares com força vertical de até 2000 kN. A Figura 3.21 mostra o esquema de ensaio utilizado.

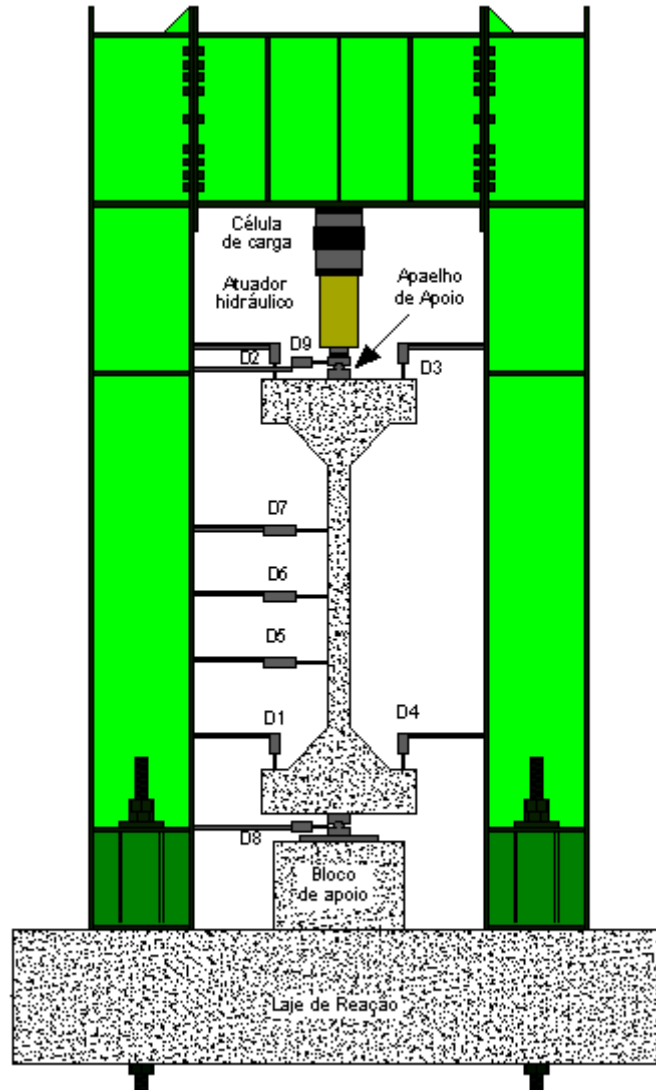


Figura 3.21 – Esquema de ensaio utilizado

A região abaixo do bloco de reação apresentava uma rigidez inferior do restante da laje de reação nos ensaios dos primeiros pilares da Série 1. Para evitar uma ruptura na laje de reação principalmente com o ensaio do pilar mais curto sob carregamento centrado, foi realizado um reforço de modo a enrijecer essa região, deixando a região da laje de reação com a mesma inércia.

### 3.6.2 Fixação das Rótulas nas Extremidades dos Pilares

Inicialmente foi determinado o eixo do pilar para posteriormente localizar a excentricidade em relação a este eixo. A face que recebeu o acabamento após a concretagem não estava

bem regularizada e nivelada, então o alinhamento foi feito pela face que ficou em contato com a forma.

O pilar foi disposto inicialmente com a face lisa voltada para cima, e com fios de prumo foi determinado o eixo do pilar e posteriormente o ponto de excentricidade desejada. A Figura 3.22 mostra o pilar posicionado sobre blocos de apoio para a determinação do eixo longitudinal.



Figura 3.22 – Posicionamento do pilar para a determinação do eixo longitudinal

Após a marcação do ponto de excentricidade, procedeu-se a fixação do aparelho de apoio, que foram afixados com parafusos de 8 mm e buchas colocadas no pilar com a ajuda de uma furadeira profissional de impacto. A Figura 3.23 mostra a realização de furos para a colocação das buchas e posterior fixação da rótula e a Figura 3.24 mostra a fixação do aparelho de apoio na cabeça do pilar com parafusos.



Figura 3.23 – Realização de furos na cabeça do pilar



Figura 3.24 – Fixação do aparelho de apoio na cabeça do pilar

Os aparelhos de apoio eram constituídos de duas placas retangulares de aço 1045, com dimensões de 120 mm x 250 mm e espessura de 50 mm, com um rolete cilíndrico maciço de 50 mm de diâmetro soldado em uma das placas para garantir a rotação da peça.

### **3.6.3 Posicionamento dos Pilares na Estrutura de Reação**

O transporte dos pilares e movimentação foi realizado com o auxílio de uma ponte rolante, com capacidade de 50 kN de força. Inicialmente eram postos próximos ao pórtico de reação com ajuda de duas fitas para transporte, posicionadas nas extremidades da seção central, posteriormente, com a ajuda de um cabo de aço posicionado no eixo do pilar, o pilar foi içado para o pórtico de ensaios. A Figura 3.25 mostra o posicionamento do pilar com o uso do pórtico rolante e fitas para transporte.

Ao se colocar o pilar, fazendo com que houvesse um acoplamento das duas peças inferiores da rótula, foi colocada uma haste metálica na parte superior e uma corrente para fixar o pilar e evitar acidentes. O pilar então foi centrado pela rótula superior com o macaco hidráulico e posteriormente foi verificado o prumo. Vale ressaltar que a rótula inferior foi centralizada anteriormente pela célula de força para evitar erros de prumo e garantir o alinhamento.

O pilar foi então travado para a colocação dos defletômetros para a medição da rotação e deslocamentos centrais.



Figura 3.25 – Posicionamento do pilar no pórtico de ensaios



Figura 3.26 – Colocação da haste metálica e correntes de segurança

Vale ressaltar que para a execução dos ensaios a haste metálica foi removida, pois ela prendia o pilar e durante o ensaio o pilar deveria ficar livre.

### 3.6.4 Sistema de Aplicação de Força e Vinculação

O esquema de aplicação de forças e vinculação foi de um pilar bi-articulado com excentricidades iguais em suas extremidades na direção de menor inércia da seção transversal, com aplicação de força incremental até a ruína.

A força excêntrica foi aplicada com o auxílio de um macaco hidráulico de 2000 kN de capacidade, atuado por uma bomba elétrica ou uma bomba manual.

De um modo geral, foram realizados passos de força de 20 kN até haver uma descompressão da fibra menos comprimida ou quando o concreto estivesse próximo a uma deformação específica de 2 %, aplicando-se então passos de força de 10 kN para um melhor entendimento do fenômeno até o instante da ruína. A Figura 3.27 mostra o pilar posicionado durante a realização do ensaio.



Figura 3.27 – Pilar posicionado no pórtico de reação com a instrumentação

### 3.6.5 Sistema de Aquisição de Dados

Foi utilizado um sistema de aquisição de dados SPIDER 8, composto de 3 módulos interligados e conectados a um computador portátil. Todas as leituras dos defletômetros e



extensômetros foram obtidas de forma automática por meio do programa CATMAN, que gerenciava o sistema de aquisição de dados. O equipamento foi produzido pela Hottinger Baldwin Messtechnik – HBM. A única leitura visual foi a da célula de força.

Os defletômetros foram calibrados anteriormente e a curva de calibração foi inserida diretamente no programa CATMAN, que fazia as interpolações e apresentava o resultado do deslocamento em milímetros.

O sistema de aquisição de dados foi devidamente aterrado para evitar oscilações nas leituras durante os ensaios. A Figura 3.28 mostra o sistema de aquisição de dados utilizado ligado a um computador portátil.



Figura 3.28 – Sistema de aquisição de dados utilizado



## **4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE**

São apresentados neste capítulo os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados para a confecção dos pilares e os resultados dos ensaios experimentais dos pilares estudados.

Para os ensaios experimentais são apresentados os resultados obtidos das deformações na armadura longitudinal e no concreto, as rotações dos apoios, os deslocamentos nas seções centrais, os mapeamentos de fissuração nas diversas intensidades de sollicitação e os modos de ruína observados nos pilares ensaiados. É realizada em conjunto com a apresentação uma análise dos resultados.

### **4.1 CONCRETO**

Na Tabela 4.1 são apresentados os resultados experimentais dos ensaios de compressão, de tração por compressão diametral, e resultados de ensaio de módulo de elasticidade do concreto, realizados com corpos-de-prova com 300 mm de comprimento e 150 mm de diâmetro, moldados no dia da concretagem dos pilares ensaiados.

Alguns ensaios experimentais do concreto foram realizados para um conjunto de pilares, devido a algumas dificuldades de agendamento no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília.

A Tabela 4.1 mostra um resumo dos resultados experimentais do concreto, apresentando a idade do concreto, resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade.

Tabela 4.1 – Resultados experimentais do concreto

PILARES	Idade (dias)	Peso Esp. (kN/m <sup>3</sup> )	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> médio (MPa) <sup>(1)</sup>	f <sub>ct</sub> (MPa)	f <sub>ct</sub> médio (MPa) <sup>(2)</sup>	E <sub>sec, 0,4f<sub>c</sub></sub> (GPa)	E <sub>sec, 0,4f<sub>c</sub></sub> médio (GPa) <sup>(3)</sup>
PFN 0-3	60	-	35,8	35,8	2,9	3,1	21,7	28,7
PFN 15-3			36,6		2,7		30,0	
			35,0		3,7		34,4	
PFN 6-3	655	23,3	40,5	39,6	2,5	2,5	33,5	32,1
PFN 12-3			38,5		2,8		32,1	
			39,9		2,3		30,6	
PFN 18-3	635	23,2	39,1	39,7	2,0	2,4	32,1	30,6
PFN 24-3			40,4		2,3		29,5	
			39,6		2,9		30,2	
PFN 30-3	81	-	34,3	33,9	3,1	3,3	34,6	31,5
PFN 40-3			34,4		3,2		32,6	
			33,1		3,5		27,4	
PFN 50-3	85	-	38,3	37,6	3,0	3,1	30,4	31,1
PFN 60-3			37,9		3,2		32,4	
			36,6		3,1		30,4	
PFN 0-2.5	41	22,6	46,6	45,8	4,1	3,7	27,5*	27,3*
PFN 24-2.5			45,7		3,7		27,3*	
			45,2		3,3		27,2*	
PFN 30-2.5	79	23,1	44,3	41,6	3,7	3,9	30,1	30,5
PFN 40-2.5			38,8		4,0		30,3	
PFN 50-2.5			-		4,0		31,1	
PFN 60-2.5	85	23,1	45,9	43,1	3,5	3,5	31,1	30,0
PFN 15-2.5			40,2		3,6		30,7	
			-		3,4		28,3	
PFN 0-2	41	22,5	46,6	45,8	4,1	3,7	27,5*	27,3*
PFN 24-2			45,7		3,7		27,3*	
			45,2		3,3		27,2*	
PFN 30-2	41	22,8	38,4	37,2	2,3	2,4	20,4	20,6
PFN 40-2			35,9		2,7		21,3	
PFN 50-2			-		2,3		20,1	
PFN 60-2	43	22,7	40,9	38,5	3,5	3,3	20,4	20,6
PFN 15-2			37,1		3,5		21,3	
			37,4		3,0		20,1	

<sup>(1)</sup> NBR 5739;<sup>(2)</sup> NBR 7222;<sup>(3)</sup> NBR 8522;

\* Valores obtidos pela equação do CEB.

#### 4.1.1 Módulo de Elasticidade do Concreto

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto utilizou-se a ABNT NBR 8522:2003, optando-se pela determinação do módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ), determinado através do coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação específica, correspondente à tensão de 0,5 MPa e a tensão considerada no ensaio. Foram utilizados três corpos-de-prova no ensaio, juntamente com um equipamento com base de medição de 145 mm, aplicando-se carregamentos com incrementos de 0,1 até 0,8 da força de ruína média do ensaio de compressão ( $f_c$ ), e fazendo-se leituras das deformações com pausas de aproximadamente 60 segundos entre os carregamentos. O módulo de elasticidade secante para uma tensão indicada  $\sigma_n$ , em gigapascal, é dado pela equação:

$$E_{cs} = \frac{\Delta S}{\Delta e} 10^{-3} = \frac{S_n - S_a}{e_n - e_a} 10^{-3} \quad (4.1)$$

onde:

$E_{cs}$  = módulo de elasticidade secante;

$\sigma_n$  = tensão considerada para o cálculo do módulo de elasticidade secante;

$\sigma_a$  = tensão básica, em megapascal ( $\sigma_a=0,5$  MPa);

$\epsilon_n$  = deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob a tensão  $\sigma_n$ ;

$\epsilon_a$  = deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob a tensão  $\sigma_a$ .

A ABNT NBR 8522:2003 não define para qual carregamento deve-se calcular o módulo de elasticidade secante, porém o exposto na Tabela 4.1 foi calculado para uma força correspondente a 40% da força de ruína por ser o carregamento mais utilizado para a determinação do módulo de elasticidade do concreto.

Para os pilares PFN 0-2,5, PFN 24-2,5, PFN 0-2 e PFN 24,2, não foi possível a realização dos ensaios para determinação do módulo de elasticidade do concreto no Laboratório de Materiais. Para estes casos, o módulo de elasticidade foi obtido pela equação do CEB/90. A justificativa para o uso da equação do CEB/90, ao invés da ABNT NBR 6118:2003, surgiu da pesquisa realizada por ARAÚJO (2000), que concluiu que de um modo geral a equação do CEB/90 ajusta melhor os resultados do que a equação proposta pela ABNT NBR 6118:2003.

Segundo o CEB/90, o módulo de elasticidade tangente pode ser obtido através da expressão:

$$E_c = 21500 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}, MPa \quad (4.2)$$

onde:

$f_{cm} = f_{ck} + 8$  MPa, é a resistência média à compressão, estimada a partir da resistência característica  $f_{ck}$ .

O módulo de elasticidade secante é dado por:

$$E_{cs} = 0,85E_c \quad (4.3)$$

Para levar em conta o tipo de agregado graúdo utilizado na composição do concreto, a expressão 4.2 é multiplicada por um coeficiente  $s$ , que apresenta os seguintes valores:

$s = 0,7$ , para agregados de arenito;

$s = 0,9$ , para agregados de calcário;

$s = 1,0$ , para agregados de granito e gnaisse;

$s = 1,2$ , para agregados de basalto.

#### 4.1.2 Resistência à Tração do Concreto

Para a determinação da resistência à tração do concreto por compressão diametral, utilizou-se o ensaio desenvolvido pelo Prof. Lobo Carneiro e conhecido mundialmente como “Ensaio Brasileiro” (SÜSSEKIND, 1980). Foram ensaiados três corpos-de-prova de 300 mm de comprimento por 150 mm de diâmetro para cada conjunto de dois pilares consecutivos, seguindo as recomendações da ABNT NBR 7222:1994, utilizando a seguinte equação para a determinação de sua resistência:

$$f_{ctj} = \frac{0,55T}{dh} \quad (4.4)$$

onde:

$T$  = força de ruína do corpo-de-prova;

$d$  = diâmetro do corpo-de prova;

$h$  = altura do corpo-de-prova.

### **4.1.3 Resistência à Compressão do Concreto**

As propriedades do concreto quanto a sua resistência à compressão foram determinadas de acordo com a ABNT NBR 5739:1994 – Ensaio de Resistência à Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos.

As faces de aplicação de força receberam uma camada de regularização com enxofre e foram rompidos no dia do ensaio dos pilares para a determinação da sua resistência. A princípio, a cada dois pilares era realizado o rompimento dos corpos-de-prova, porém, devido a dificuldades no agendamento no Laboratório de Ensaio de Materiais, foi realizado um ensaio para conjuntos de três pilares, como mostra a Tabela 4.1.

A resistência à compressão foi obtida dividindo-se a força de ruína pela área da seção transversal do corpo-de-prova, e o resultado expresso com uma precisão de 0,1 MPa, como recomenda a referida norma.

## **4.2 ARMADURA**

### **4.2.1 Ensaio à Tração da Armadura**

Para a caracterização do aço utilizado nos pilares, foram ensaiadas duas amostras do aço utilizado na armadura longitudinal, segundo a ABNT NBR 6152:1980. As deformações foram tomadas por meio de um par de extensômetros removíveis desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da UnB. O equipamento era retirado da barra de aço próximo à ruína para evitar possíveis danos. A Tabela 4.2 apresentam os resultados experimentais do ensaio da armadura utilizada, apresentando a tensão de escoamento ( $f_y$ ), tensão de ruptura ( $f_u$ ) e deformações correspondentes e o módulo de elasticidade  $E_s$ .

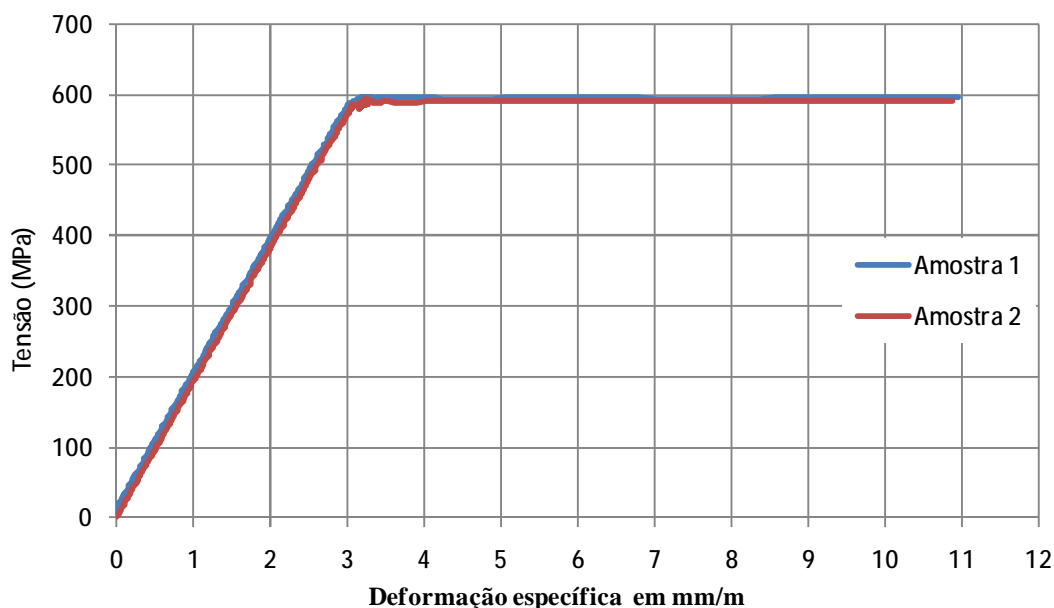


Figura 4.1 – Diagrama tensão x deformação. Armadura  $\phi$  10,0 mm

Observa-se que a armadura ensaiada apresentou um patamar de escoamento bem caracterizado. O valor da tensão de escoamento do aço foi obtido diretamente do gráfico, ao fim do regime elástico. O módulo de elasticidade foi tomado como  $E_s = f_y / e_y$ . A Tabela 4.2 mostra as características mecânicas da armadura passiva utilizada.

Tabela 4.2 – Características mecânicas da armadura passiva utilizada

$\phi$ (mm)	Área efetiva (mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (‰)	$f_u$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
10,0	78,5	595	3,14	705	190

onde:

$f_y$  = tensão de escoamento do aço;

$f_u$  = tensão de ruptura do aço;

$e_y$  = deformação específica de escoamento do aço;

$E_s$  = módulo de deformação longitudinal do aço.

### 4.3 FISSURAÇÃO DOS PILARES ENSAIADOS

A seguir é apresentado o resumo das primeiras fissuras observadas nos pilares ensaiados. Os dados serão analisados posteriormente no Capítulo 5, onde serão comparados com os



valores teóricos estimados. A Tabela 4.3 apresenta o resumo das forças de fissuração observadas.

Tabela 4.3 – Características do concreto, forças referente à primeira fissura observada ( $F_r$ ) e força última dos pilares ( $F_u$ )

Série	Pilar	e (mm)	$E_c$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$F_r$ (kN)	$F_u$ (kN)
Série 1 (L=3000 mm)	PFN 0-3	0	28,7	35,8	700*	1053,0
	PFN 6-3	6	32,1	39,6	-	652,0
	PFN 12-3	12	32,1	39,6	530	535,0
	PFN 15-3	15	28,7	35,8	-	460,5
	PFN 18-3	18	30,6	39,7	460	460,5
	PFN 24-3	24	30,6	39,7	200	241,0
	PFN 30-3	30	31,5	33,9	200	254,8
	PFN 40-3	40	31,5	33,9	125	170,2
	PFN 50-3	50	31,1	37,6	100	155,0
Série 2 (L=2500 mm)	PFN 0-2.5	0	27,3	45,8	700*	1078,0
	PFN 15-2.5	15	30,0	43,1	-	670,4
	PFN 24-2.5	24	27,3	45,8	300	360,8
	PFN 30-2.5	30	30,5	41,6	240	336,0
	PFN 40-2.5	40	30,5	41,6	80	246,0
	PFN 50-2.5	50	30,5	41,6	60	202,2
	PFN 60-2.5	60	30,0	43,1	50	164,8
Série 3 (L=2000 mm)	PFN 0-2	0	27,3	45,8	700*	1255,0
	PFN 15-2	15	20,6	38,5	180	662,0
	PFN 24-2	24	27,3	45,8	400	456,0
	PFN 30-2	30	20,6	37,2	180	317,0
	PFN 40-2	40	20,6	37,2	60	294,0
	PFN 50-2	50	20,6	37,2	30	232,0
	PFN 60-2	60	20,6	38,5	30	198,4

\* Fissuras verticais nas extremidades do pilar, por fendilhamento.

Verifica-se na Tabela 4.3 que de modo geral houve uma tendência de aparecimento da primeira fissura observada com o aumento da excentricidade, como esperado. Algumas divergências podem ser atribuídas a fissuras de retração que por ventura foram marcadas erroneamente, ou fissuras ocorridas devido ao transporte do pilar para o pórtico de ensaios. Verifica-se também que os pilares PFN 6-3, PFN 15-3 e PFN 15-2,5 não apresentaram fissuras antes da ruína, devido à pequena excentricidade aplicada.







Figura 4.10 – Fissuras do pilar PFN 50-3

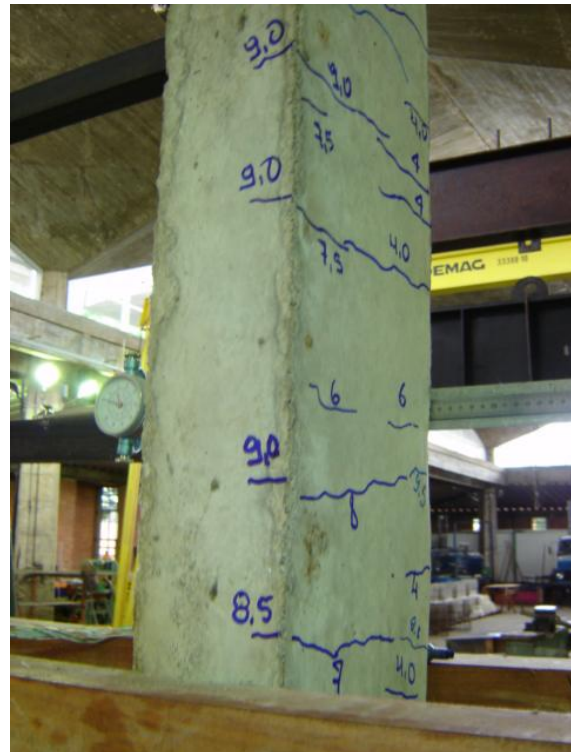


Figura 4.11 – Fissuras do pilar PFN 60-3



Figura 4.12 – Fissuras do pilar PFN 0-2,5



Figura 4.13 – Fissuras do pilar PFN 15-2,5



Figura 4.14 – Fissuras do pilar PFN 24-2,5



Figura 4.15 – Fissuras do pilar PFN 30-2,5

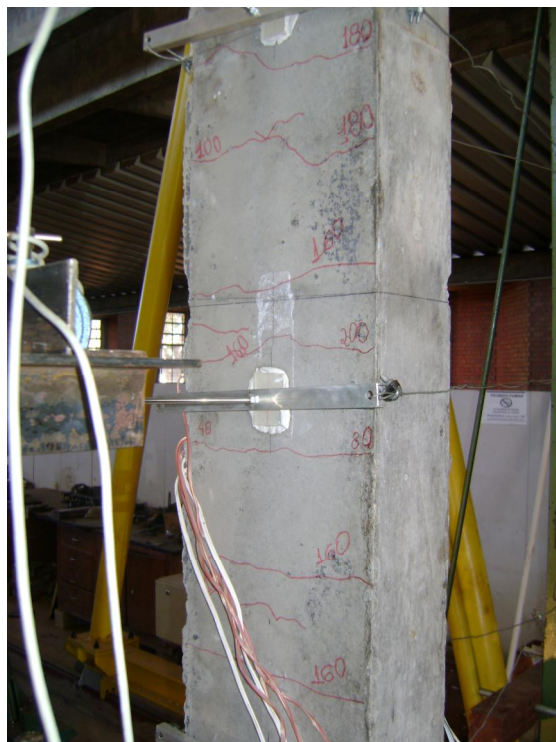


Figura 4.16 – Fissuras do pilar PFN 40-2,5

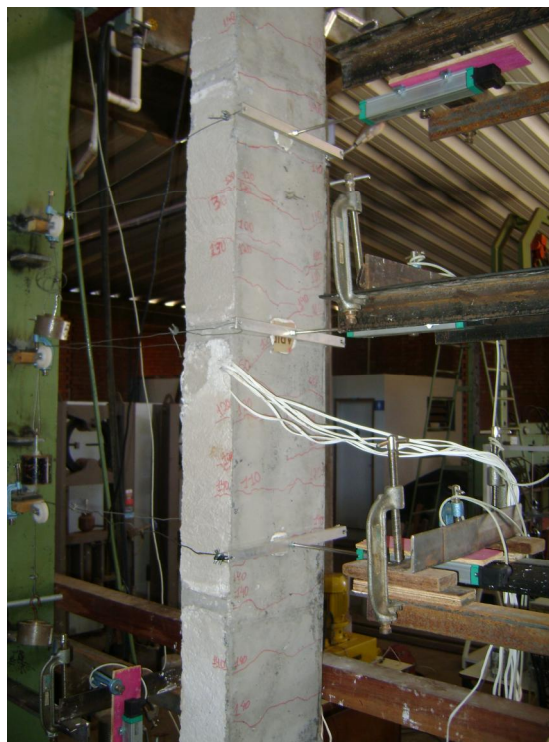


Figura 4.17 – Fissuras do pilar PFN 50-2,5



Figura 4.18 – Fissuras do pilar PFN 60-2,5



Figura 4.19 – Fissuras do pilar PFN 0-2

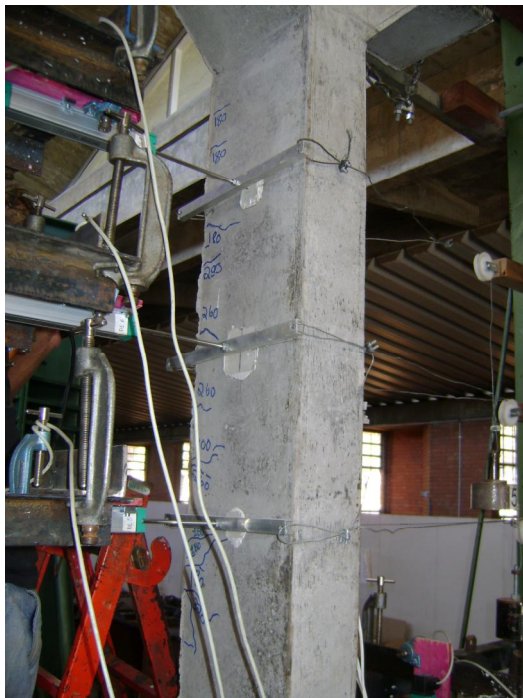


Figura 4.20 – Fissuras do pilar PFN 15-2



Figura 4.21 – Fissuras do pilar PFN 24-2



Figura 4.22 – Fissuras do pilar PFN 30-2



Figura 4.23 – Fissuras do pilar PFN 40-2

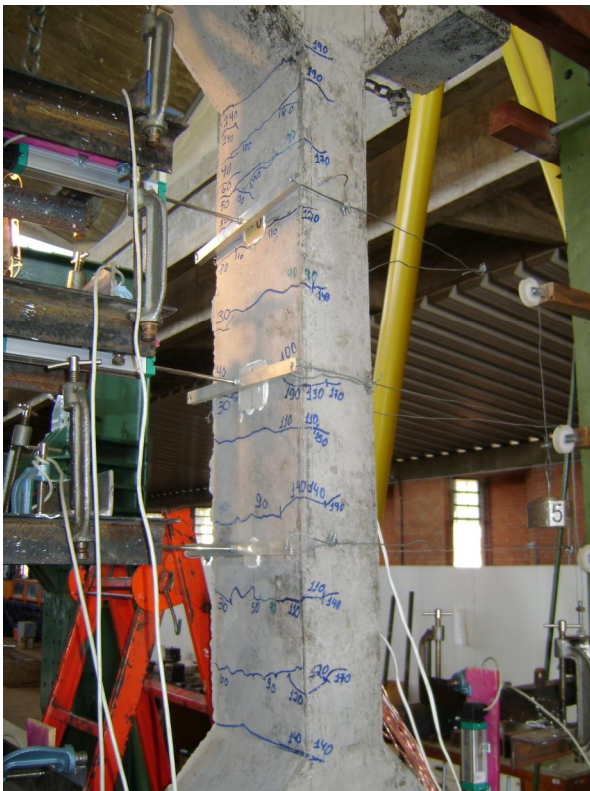


Figura 4.24 – Fissuras do pilar PFN 50-2



Figura 4.25 – Fissuras do pilar PFN 60-2

#### 4.4 FORÇAS DE RUÍNA DOS PILARES ENSAIADOS

A seguir são apresentadas as forças de ruína dos pilares ensaiados. O momento último não foi computado na devido à dificuldade da determinação da excentricidade última durante o ensaio, visto que os incrementos de deslocamentos aumentam indefinidamente no instante da ruína.

A Tabela 4.4 mostra os detalhes dos resultados dos pilares ensaiados.

Tabela 4.4 – Forças de ruína dos pilares ensaiados

Série	PILAR	$e$ (mm)	$E_c$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$F_u$ (kN)
Série 1 (L=3000 mm)	PFN0-3	0	28,7	36,0	1053,0
	PFN6-3	6	32,1	40,0	652,0
	PFN12-3	12	32,1	40,0	535,0
	PFN15-3	15	28,7	36,0	446,5
	PFN 18-3	18	30,6	40,0	460,5
	PFN24-3	24	30,6	40,0	241,0
	PFN30-3	30	31,5	34,0	254,8
	PFN40-3	40	31,5	34,0	170,2
	PFN50-3	50	31,1	38,0	155,0
	PFN-60-3	60	31,1	38,0	131,0
Série 2 (L=2500 mm)	PFN 0-2.5	0	27,3*	45,8	1078,0
	PFN 15-2.5	15	30	43,1	670,4
	PFN 24-2.5	25	27,3*	45,8	360,8
	PFN 30-2.5	30	30,5	41,6	336,0
	PFN 40-2.5	40	30,5	41,6	246,0
	PFN 50-2.5	50	30,5	41,6	201,2
	PFN 60-2.5	60	30	43,1	164,8
Série 3 (L=2000 mm)	PFN 0-2	0	27,3*	45,8	1255,0
	PFN 15-2	15	20,6	38,5	662,0
	PFN 24-2	25	27,3*	45,8	456,0
	PFN 30-2	30	20,6	37,2	317,0
	PFN 40-2	40	20,6	37,2	294,4
	PFN 50-2	50	20,6	37,2	232,0
	PFN 60-2	60	20,6	38,5	198,4

\* Módulo de elasticidade secante determinado a partir da resistência à compressão do concreto, usando a equação do CEB/90.

A seguir são mostradas as fotos da ruína dos pilares ensaiados.





Figura 4.26 – Ruína do pilar PFN 0-3



Figura 4.27 – Ruína do pilar PFN 6-3



Figura 4.28 – Ruína do pilar PFN 12-3



Figura 4.29 – Ruína do pilar PFN 15-3

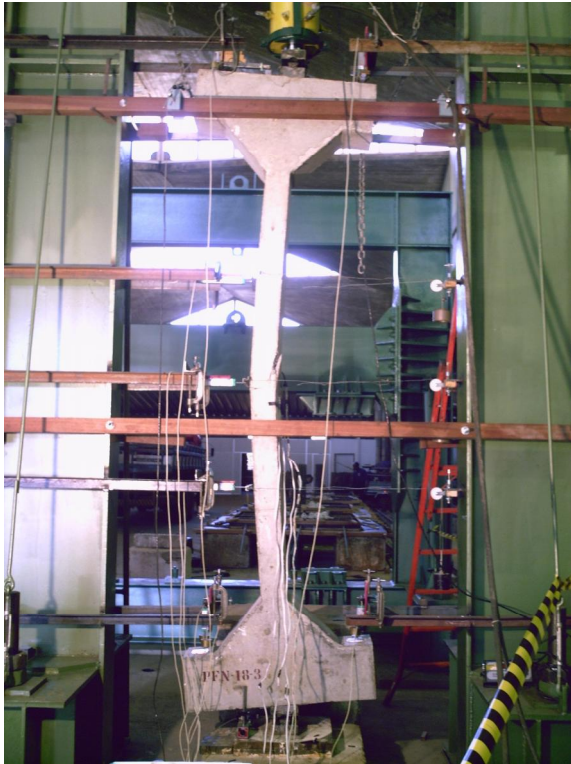


Figura 4.30 – Ruína do pilar PFN 18-3



Figura 4.31 – Ruína do pilar PFN 24-3



Figura 4.32 – Ruína do pilar PFN 30-3



Figura 4.33 – Ruína do pilar PFN 40-3



Figura 4.34 – Ruína do pilar PFN 50-3



Figura 4.35 – Ruína do pilar PFN 60-3



Figura 4.36 – Ruína do pilar PFN 0-2,5



Figura 4.37 – Ruína do pilar PFN 15-2,5



Figura 4.38 – Ruína do pilar PFN 24-2,5



Figura 4.39 – Ruína do pilar PFN 30-2,5



Figura 4.40 – Ruína do pilar PFN 40-2,5



Figura 4.41 – Ruína do pilar PFN 50-2,5



Figura 4.42 – Ruína do pilar PFN 60-2,5



Figura 4.43 – Ruína do pilar PFN 0-2



Figura 4.44 – Ruína do pilar PFN 15-2



Figura 4.45 – Ruína do pilar PFN 24-2

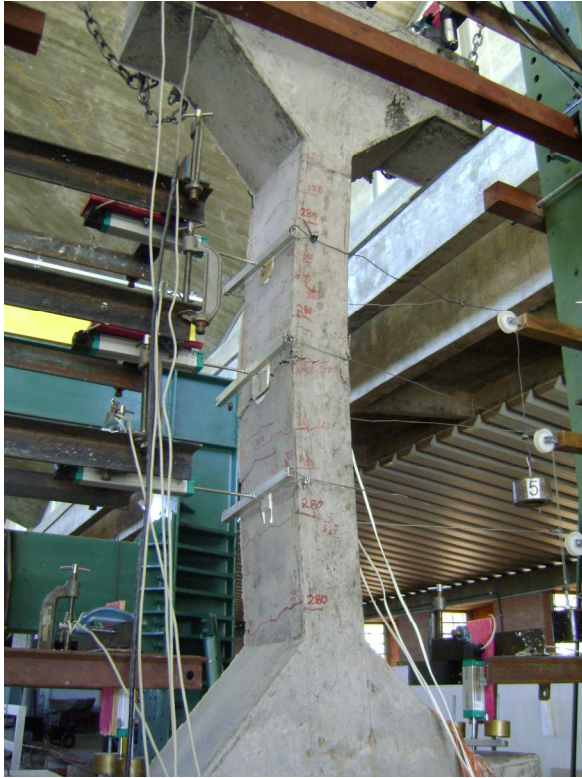


Figura 4.46 – Ruína do pilar PFN 30-2



Figura 4.47 – Ruína do pilar PFN 40-2



Figura 4.48 – Ruína do pilar PFN 50-2



Figura 4.49 – Ruína do pilar PFN 60-2

#### 4.5 MODOS DE RUÍNA DOS PILARES ENSAIADOS

A seguir são apresentadas as forças de ruína e modos de ruína dos pilares ensaiados. Os pilares tiveram três tipos de ruína observados: ruína frágil no consolo do pilar por fendilhamento ou esmagamento do concreto, ruína frágil com ruptura do concreto, ruína por flexo-compressão na região central do pilar com ruptura do concreto sem o escoamento da armadura e ruína por flexo-compressão na região central do pilar com ruína do concreto e escoamento da armadura. Ocorreram ruínas típicas dos domínios 5, 4 e 4a, e 3. A Tabela 4.5 mostra as forças últimas, excentricidades e modo de ruína dos pilares ensaiados.

Tabela 4.5 – Forças últimas e modos de ruína dos pilares ensaiados

PILAR	$F_u$ (kN)	$e_{inicial}$ (mm)	$D\delta_{max}$ (mm)	$\epsilon_c$ (‰)	$\epsilon_s$ (‰)	$n_u$	Modo de Ruína
PFN 0-3	1053,0	0	3,47	-1,90	-1,88	1,026	Ruína frágil por flexo-compressão com pequena excentricidade, com ruptura do concreto. (Domínio 5)
PFN 6-3	652,0	6	18,28	-1,95	-0,25	0,572	
PFN 12-3	535,0	12	16,96	-1,90	-0,26	0,469	
PFN 15-3	446,5	15	11,31	-1,30	-0,09	0,436	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto, sem escoamento da armadura. (Domínio 4, 4a)
PFN 18-3	460,5	18	15,17	-1,25	-0,22	0,404	
PFN 24-3	241,0	24	25,53	-1,85	0,95	0,211	
PFN 30-3	254,8	30	9,13	-0,55	0,22	0,263	
PFN 40-3	170,2	40	13,35	-1,20	1,60	0,175	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto e escoamento da armadura. (Domínio 3)
PFN 50-3	155,0	50	40,41	-2,50	1,95	0,143	
PFN 60-3	131,0	60	23,74	-2,40	3,00	0,121	
PFN 0-2.5	1078,0	0	4,87	-2,20	-1,60	0,826	Ruína frágil com ruptura do concreto. (Domínio 5)
PFN 15-2.5	670,4	15	14,72	-2,15	-0,20	0,546	
PFN 24-2.5	360,8	24	14,60	-1,60	0,18	0,276	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto, sem escoamento da armadura. (Domínio 4, 4a)
PFN 30-2.5	336,0	30	72,59	-1,60	0,75	0,283	
PFN 40-2.5	246,0	40	27,49	-1,90	1,85	0,207	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto e escoamento da armadura. (Domínio 3)
PFN 50-2.5	202,2	50	43,60	-2,70	3,00	0,170	
PFN 60-2.5	164,8	60	39,71	-3,00	1,30	0,134	
PFN 0-2	1255,0	0	2,82	-1,80	-2,60	0,961	Ruína frágil na região do consolo por fendilhamento ou esmagamento.
PFN 15-2	662,0	15	15,09	-2,95	-0,25	0,603	Ruína frágil com ruptura do concreto. (Domínio 5)
PFN 24-2	456,0	25	13,98	-1,85	0,62	0,349	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto, sem escoamento da armadura. (Domínio 4, 4a)
PFN 30-2	317,0	30	18,76	-2,45	1,10	0,299	
PFN 40-2	294,4	40	28,21	-3,10	2,50	0,278	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto e escoamento da armadura. (Domínio 3)
PFN 50-2	232,0	50	31,70	-4,00	3,60	0,219	
PFN 60-2	198,4	60	33,73	-3,40	3,40	0,181	

Foi verificado para todos os pilares que a ruína se dá com a ruptura do concreto. Nos pilares com maior excentricidade da força, a armadura junto à face T chegou a escoar antes do esmagamento do concreto.

A seguir são apresentadas as análises dos modos de ruptura dos pilares ensaiados, considerando os dados de deformações na armadura e no concreto, os deslocamentos, a fissuração e as observações anotadas durante o ensaio.

#### **4.5.1 Série 1**

Os pilares PFN 0-3, PFN 6-3 e PRN 12-3, com excentricidades de 0, 6 e 12 mm, apresentaram uma ruína frágil com ruptura do concreto, devido à pequena excentricidade aplicada. As deformações no concreto comprimido, instantes antes da ruína, estavam na ordem de 2 ‰, nenhuma armadura chegou a escoar até a última leitura realizada, e a face T do concreto não apresentou fissuras, exceto para o pilar PFN 12-3 que apresentou uma fissura para um carregamento de 99 % da força de ruína. Para estes pilares a ruptura foi típica de rupturas à flexo-compressão com pequena excentricidade no Domínio 5. A força de ruína estimada de um pilar curto com força centrada com as mesmas características do pilar PFN 0-3 seria igual a 1353 kN, ou seja, a resistência do pilar de 3m de altura com força centrada foi de 77,8% da resistência do pilar curto correspondente.

Para os demais pilares da 1ª série de ensaios: PFN 15-3, PFN 18-3, PFN 24-3, PFN 30-3, PFN 40-3, PFN 50-3 e PFN 60-3, as rupturas foram típicas de flexo-compressão com grande excentricidade, apresentando tensões de tração e de compressão na seção transversal situada na região central dos pilares.

Para os pilares PFN 15-3, PFN 18-3, PFN 24-3, PFN 30-3, observa-se que a armadura tracionada não apresentou deformações de escoamento instantes antes da ruptura, evidenciando uma ruptura do concreto comprimido, típica de Domínio 4 e 4a. Vale ressaltar que a não medição da deformação de escoamento da armadura não garante com 100 % de certeza que a armadura não chegou a escoar até o final do ensaio, já que há uma tendência das deformações entrarem numa curva assintótica devido ao equilíbrio instável



dos pilares. Portanto, somente com mais leituras até a ruína, pode-se ter certeza sob o ponto de vista de deformações, se a armadura chegou ou não a escoar até o fim do ensaio.

Para os pilares PFN 40-3, PFN 50-3 e PFN 60-3, pode-se dizer que a armadura chegou a escoar até o fim do ensaio. As deformações do concreto do pilar PFN 40-3 estavam ainda em torno de 1,3 ‰ e as deformações na armadura estavam entrando numa curva assintótica a uma deformação média de 1,6 ‰, levando a crer que ela chegaria a escoar até a ruptura. Para os pilares PFN 50-3 e PFN 60-3 pode-se afirmar que a armadura chegou a escoar até a ruptura. A ruptura destes pilares é típica de Domínio 3.

#### **4.5.2 Série 2**

Os pilares PFN 0-2,5 e PRN 15-2,5, com excentricidades de 0 e 15 mm, apresentaram uma ruptura frágil com esmagamento do concreto, devido à pequena excentricidade aplicada. As deformações médias no concreto comprimido dos pilares PFN 0-2,5 e PFN 15-2,5 momentos antes da ruptura estavam na ordem de 1,1 ‰ e 2,2 ‰, respectivamente, com uma deformação média na armadura menos comprimida em torno de 1,7 ‰ e 0,2 ‰, respectivamente, não apresentando tensões de tração na seção transversal na região central dos pilares. Estes pilares apresentaram uma ruptura típica de Domínio 5. A força de ruína estimada de um pilar curto com força centrada com as mesmas características do pilar PFN 0-2,5 seria igual a 1653 kN, ou seja, a resistência do pilar de 2,5m de altura com força centrada foi de 65,2% da resistência do pilar curto correspondente. Cabe observar que o pilar PFN 0-2,5 teve ruptura prematura por fendilhamento ou esmagamento do concreto, na extremidade.

Os pilares PFN 24-2,5, PFN 30-2,5, PFN 40-2,5 e PFN 50-2,5 e PFN 60-2,5, apresentaram um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade, com tensões de tração e de compressão na seção transversal situada na região central dos pilares.

Os pilares PFN 24-2,5 e PFN 30-2,5 apresentaram deformações médias no concreto em torno de 1,6 ‰ e deformações na armadura tracionada em torno de 0,2 ‰ e 0,8 ‰, respectivamente, momentos antes da ruptura, podendo-se dizer que esta não chegou a escoar até o fim do ensaio, já que o concreto apresentava grandes deformações de

compressão. Para estes pilares pode-se dizer que a ruptura é típica de Domínio 4 e 4a, já que a armadura não chegou a escoar até o fim do ensaio.

Para os pilares PFN 40-2,5, PFN 50-2,5 e PFN 60-2,5, conclui-se que a armadura chegou a escoar até o fim do ensaio. Este comportamento ficou bastante evidente no pilar PFN 50-2,5 que apresentou deformações de tração em torno de 3 ‰ antes da ruptura. Para o pilar PFN 60-2,5 verifica-se uma tendência da armadura escoar até o fim do ensaio. Já para o pilar PFN 40-2,5, verifica-se que na última leitura antes da ruptura, as deformações já estavam em torno de 2 ‰. Verifica-se também uma deformação no concreto em torno de 2 ‰ para o pilar PFN 40-2,5 e em torno de 3 ‰ para os pilares PFN 50-2,5 e PFN 60-2,5. Para estes pilares pode-se dizer que a ruptura é típica de Domínio 3.

#### **4.5.3 Série 3**

Os pilares PFN 0-2 e PRN 15-2, com excentricidades de 0 e 15 mm, apresentaram uma ruptura frágil com esmagamento do concreto, sem apresentar tensões de tração na seção transversal situada no centro dos pilares, devido à pequena excentricidade aplicada. As deformações médias no concreto comprimido dos pilares PFN 0-2 e PFN 15-2 momentos antes da ruptura estavam na ordem de 1,8 ‰ e 3,1 ‰, respectivamente, com uma deformação média na armadura menos comprimida em torno de 2,3 ‰ e 0,3 ‰, respectivamente. Estes pilares apresentaram uma ruptura típica de Domínio 5. A força de ruína de um pilar curto com força centrada com as mesmas características do pilar PFN 0-2 seria igual a 1653 kN, ou seja, a resistência do pilar de 3m de altura com força centrada foi de 75,9% da resistência do pilar curto correspondente.

Os pilares PFN 24-2 e PFN 30-2 apresentaram um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, apresentando tensões de tração e compressão na seção transversal situada no centro dos pilares, porém sem apresentar o escoamento da armadura. As tensões no concreto apresentaram valores em torno de 1,8 ‰ e 2,5 ‰, respectivamente, com deformações na armadura tracionada em torno de 0,7 ‰ e 1,2 ‰, respectivamente, evidenciando o não escoamento da armadura tracionada. Estes pilares apresentaram uma ruptura típica de Domínio 4 e 4a).

Os pilares PFN 40-2, PFN 50-2 e PFN 60-2 apresentaram um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com grandes deformações na armadura e concreto. Observou-se que a tensão média na armadura tracionada foi em torno de 2,5 ‰, 3,5 ‰ e 3,3 ‰, respectivamente, momentos antes da ruptura, e deformação no concreto em torno de 3,1 ‰, 4,1 ‰ e 3,4 ‰. Para estes pilares pode-se concluir que o modo de ruptura foi típico de Domínio 3.

Observa-se na Tabela 4.5 uma diminuição da força de ruína com o aumento da excentricidade da força, como esperado, com algumas diferenças observadas nos pilares PFN 15-3, PFN 24-3 e PFN 30-3 que não apresentaram dados seguindo a mesma tendência. Isto pode ter ocorrido por algum problema na centralização dos pilares ou pela variação da resistência do concreto ter apresentado mais influência, já que o pilar PFN 15-3 apresentou um  $f_c = 36$  MPa, o pilar PFN 24-3 um  $f_c = 40$  MPa e o PFN 30-3 um  $f_c = 34$  MPa.

#### **4.6 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS**

Da Figura.4.50 à Figura 4.97 são apresentadas as deformações nas barras longitudinais dos pilares ensaiados. Cada barra foi instrumentada com dois extensômetros elétricos de resistência, e foi considerada a média aritmética das deformações de cada barra. Em alguns casos foi considerada apenas uma leitura de deformação da armadura pela perda de dados do outro extensômetro.

Os gráficos mostram também a força de ruína de cada pilar e a força em que a primeira fissura foi observada. A força aplicada considerada durante o ensaio foi obtida diretamente do leitor da célula de força utilizada na aplicação do carregamento, tendo como carregamento inicial a força de valor zero.

Os extensômetros foram numerados pela face comprimida e pela face tracionada pelo momento fletor aplicado. A face comprimida (Face C) é a mais próxima do ponto de aplicação do carregamento e a face tracionada (Face T) a mais distante do ponto de aplicação do carregamento. A face tracionada (Face T) refere-se também à face menos comprimida do pilar quando se considera a ação conjunta da força normal e do momento

fletor. Note-se que tanto a escala no eixo das abscissas quanto no das ordenadas mudam de gráfico para gráfico.

#### **4.6.1 Pilar PFN 0-3**

A seção central do pilar PFN 0-3 permaneceu comprimida durante todo o ensaio, apresentando um comportamento típico de flexo-compressão com pequena excentricidade, com maiores registros de deformações de compressão pelos extensômetros E3, E5 e E6.

Observa-se que o pilar PFN 0-3 apresentou certa acomodação até a força de 100 kN, evidenciado nos dados dos extensômetros E3, E4, E5 e E6. Verifica-se também a existência de excentricidade nas duas direções, como mostra o gráfico da Figura.4.50, com diferenças significativas de deformação entre extensômetros da mesma face.

Percebe-se na Figura.4.50 que os extensômetros E4 e E2 apresentam uma tendência de redução da deformação por volta de 1000 kN, próximo ao ponto de inflexão das curvas, devido ao efeito de segunda ordem no pilar, correspondendo a um carregamento de 95% da força de ruína.

Não foi possível obter dados do extensômetro E6 até o fim do ensaio. Por volta de 900 kN é registrada a última leitura, onde este passa a deixar de funcionar até o fim do ensaio.

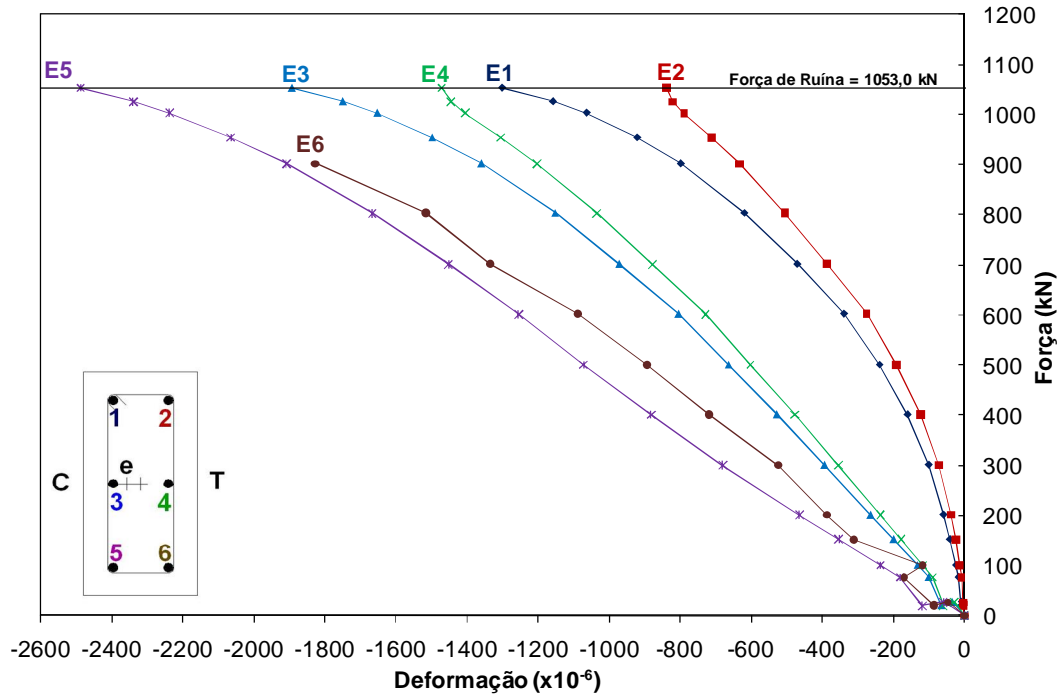


Figura.4.50 – Força versus deformação das armaduras – PFN 0-3

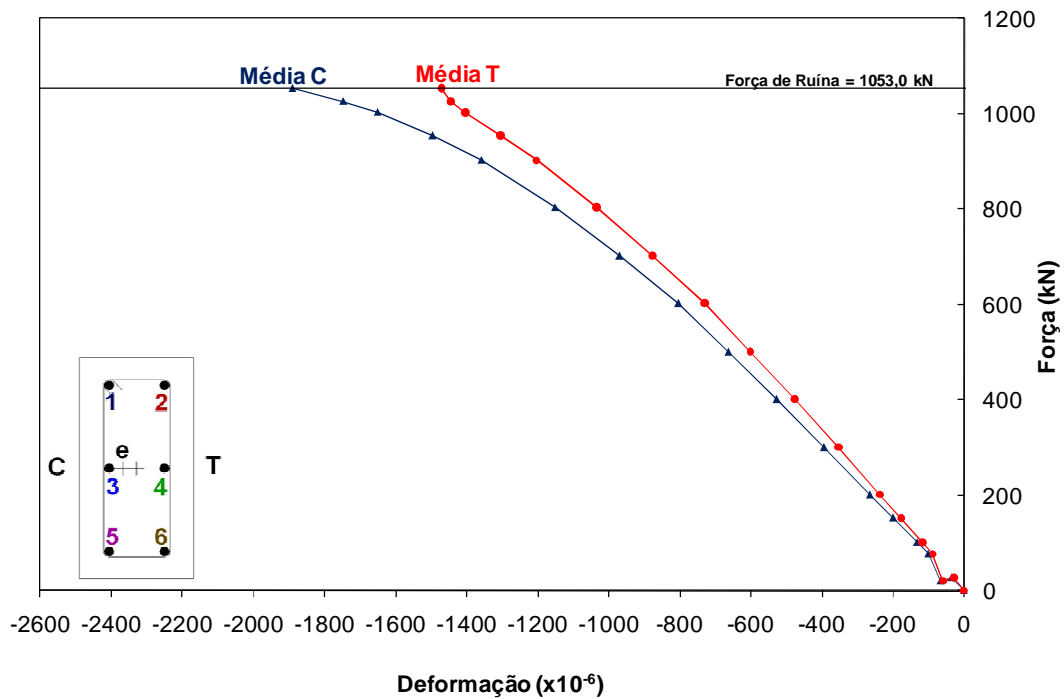


Figura 4.51 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 0-3

Verifica-se na Figura 4.51 a dificuldade de se aplicar um carregamento centrado no pilar. Apesar de todos os cuidados, imperfeições geométricas ou erro na centralização do pilar evidenciam o comportamento sob flexo-compressão.

#### 4.6.2 Pilar PFN 6-3

Verifica-se no pilar PFN 6-3 um comportamento de flexo-compressão com pequena excentricidade, com ambas as faces apresentando deformações de compressão durante o ensaio. O extensômetro E4 foi danificado durante a concretagem e não apresentou variação de deformação durante todo o ensaio e apenas um dos extensômetros E6 funcionou.

De acordo com a Figura 4.52 verifica-se que os extensômetros E2 e E6 apresentaram uma perda de compressão a uma força de 640 kN, correspondendo a um carregamento de 98 % da força de ruína. A diferença de deformação nos extensômetros E1 e E5 próximo à ruptura (650 kN) foi de 0,50 ‰, enquanto a diferença de deformação nos extensômetros E2 e E6 próximo à ruptura (650 kN) foi de 0,31 ‰, evidenciando o surgimento de excentricidade nas duas direções.

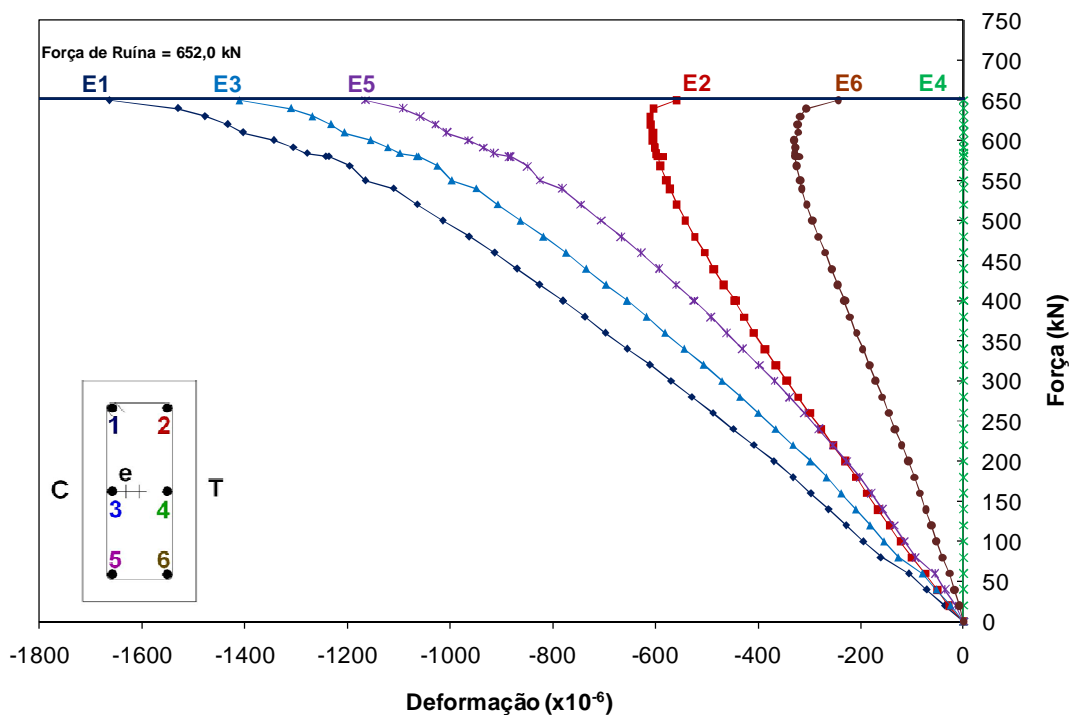


Figura 4.52 – Força versus deformação das armaduras – PFN 6-3

A tendência de redução da deformação registrada pela média das armaduras menos comprimidas (Face T) é ocasionada pelos efeitos de segunda ordem no pilar, visto que à medida que o ensaio progride, os momentos fletores aumentam de acordo com o aumento do deslocamento horizontal do pilar, apresentando uma tendência de descomprimir a face menos comprimida do concreto.

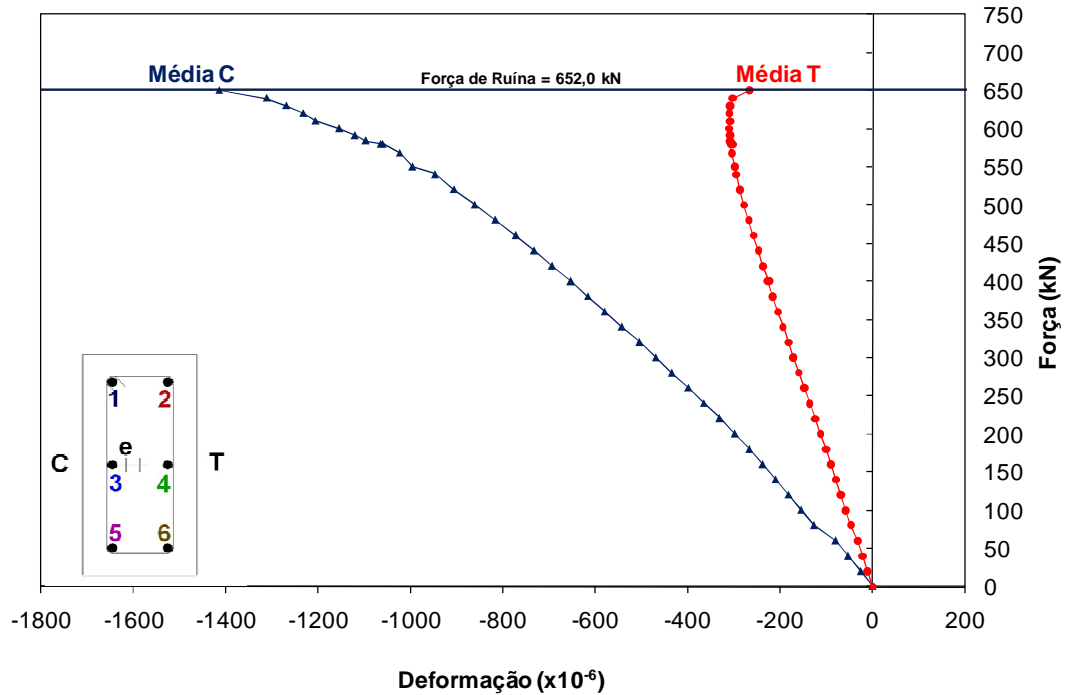


Figura 4.53 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 6-3

#### 4.6.3 Pilar PFN 12-3

O pilar PFN 12-3 apresentou um comportamento de flexo-compressão com pequena excentricidade. Isto é verificado pela média das deformações na face tracionada (menos comprimida) e as deformações na face comprimida do pilar, que apresentaram deformações de compressão durante o ensaio. Apesar de apresentar deformações de tração no extensômetro E6, verifica-se que a média dos extensômetros não apresentou deformações de tração.

Os extensômetros E1 e E2 registraram dados em apenas um dos lados da armadura e um dos extensômetros E6 apresentou resultados incoerentes e foi descartado.

A Figura 4.54 mostra o extensômetro E6 apresentando deformações de tração a uma força de 530 kN, correspondendo a um carregamento de 99,1% da força de ruína. Os extensômetros E2, E4, e E6 apresentaram perda de compressão a um carregamento de 509,8 kN, 450 kN e 450 kN, respectivamente, correspondendo a um carregamento de 95,3%, 84,1% e 84,1% da força de ruína, respectivamente.

A diferença de deformação entre os extensômetros E1 e E5 próximo à ruptura (530 kN) foi de 0,57 ‰, enquanto que a diferença de deformação nos extensômetros E2 e E6 próximo à ruptura (530 kN) foi de 0,32 ‰, evidenciando o surgimento de excentricidade nas duas direções.

A pequena rigidez inicial do pilar parece indicar a existência de fissuração antes do ensaio, devida à retração do concreto ou manuseio do pilar, o que não foi percebido.

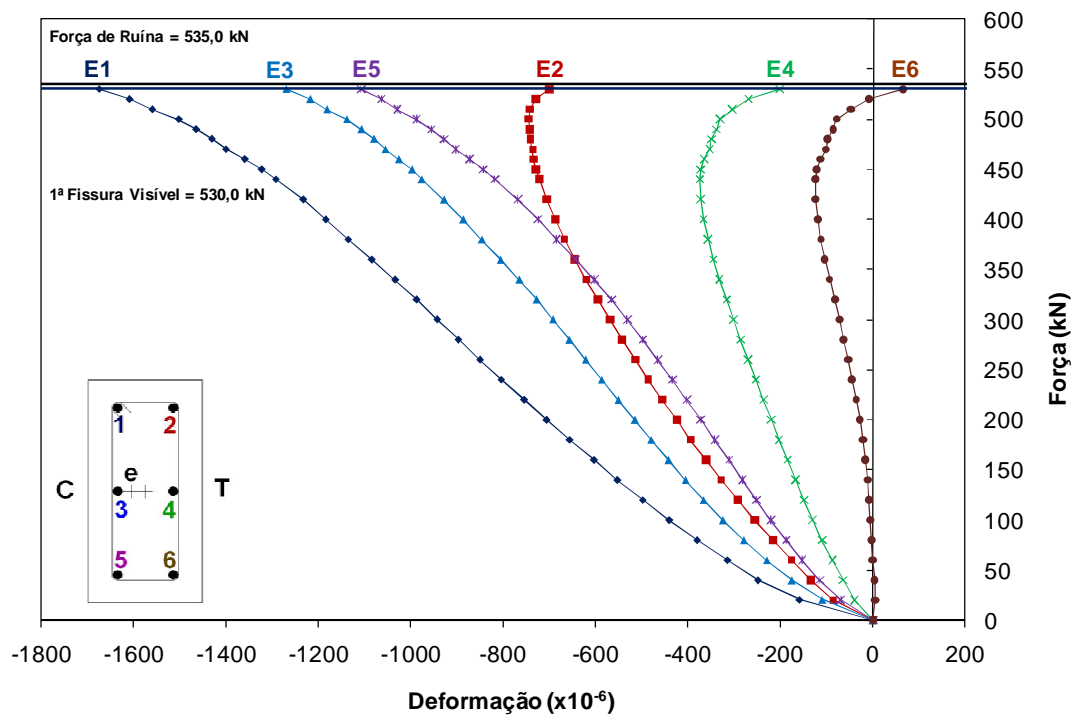


Figura 4.54 – Força versus deformação das armaduras – PFN 12-3



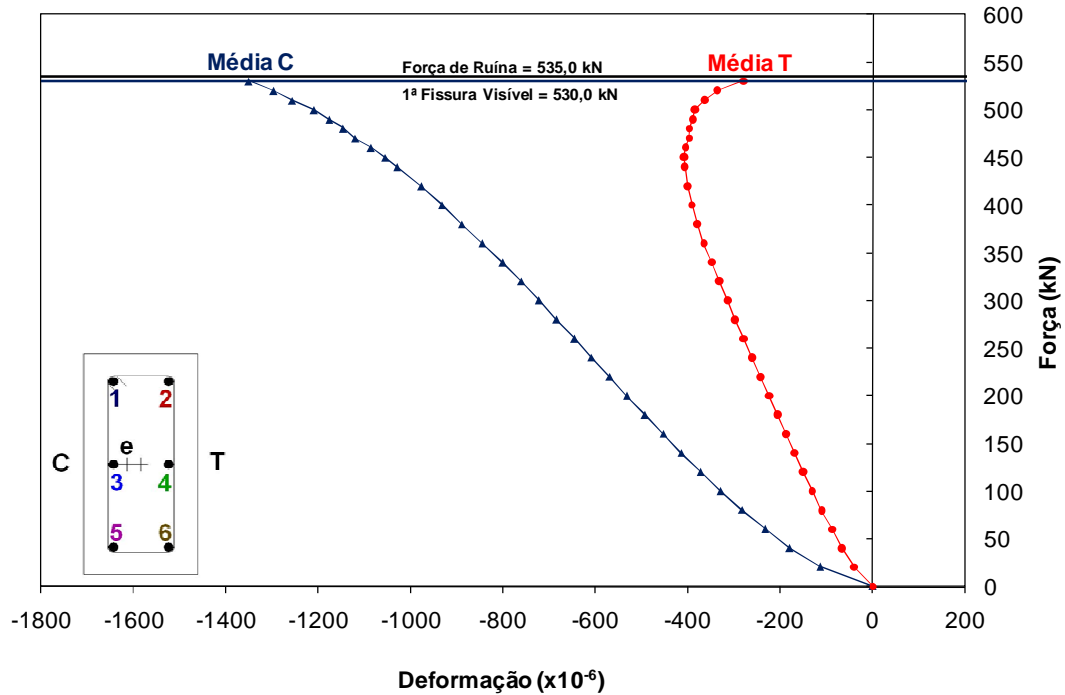


Figura 4.55 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 12-3

#### 4.6.4 Pilar PFN 15-3

O pilar PFN 15-3 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com nenhum extensômetro da armadura apresentando deformações de tração durante o ensaio, porém apresentando fissuras na seção transversal do pilar.

Os extensômetros E1, E2, E4 e E5 apresentaram dados apenas de um dos extensômetros que foram colados em cada face da armadura. Os extensômetros E2, E4 e E6 apresentaram perda de compressão a um carregamento de 404 kN, 350,2 kN e 404 kN, respectivamente, correspondendo a um carregamento de 90,5%, 78,4% e 90,5% da força de ruína, respectivamente.

A diferença de deformação entre os extensômetros E1 e E5 próximo à ruptura (404 kN) foi de 0,10 ‰, enquanto a diferença de deformação nos extensômetros E2 e E6 próximo à ruptura (404 kN) foi de 0,08 ‰, apresentando uma pequena excentricidade perpendicular à direção da excentricidade aplicada intencionalmente.

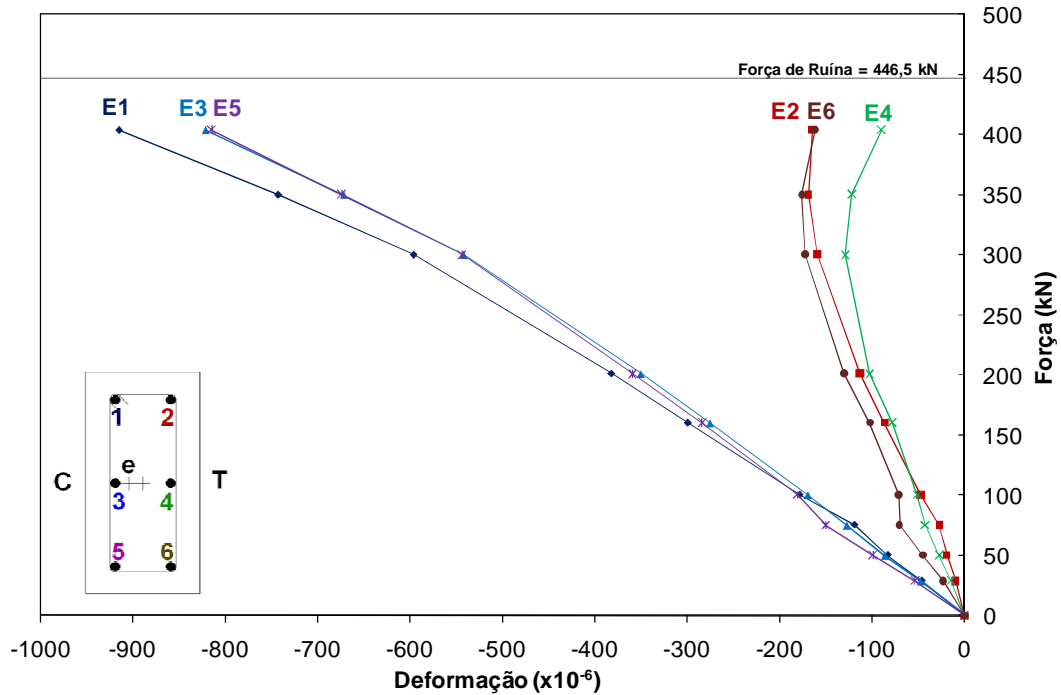


Figura 4.56 – Força versus deformação das armaduras – PFN 15-3

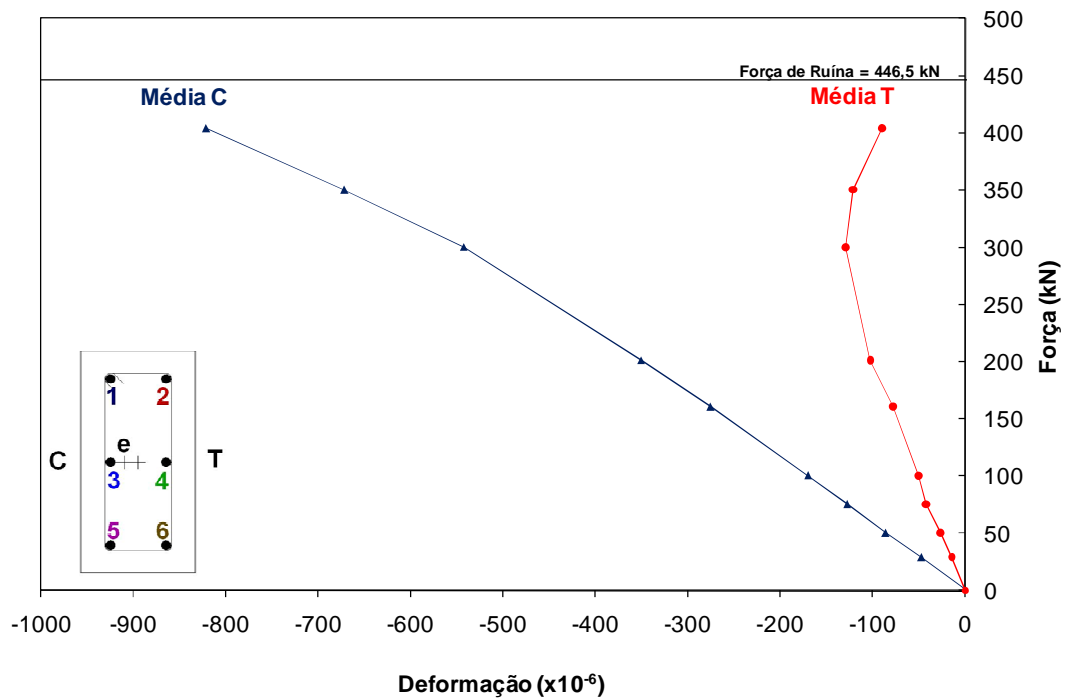


Figura 4.57 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 15-3

Verifica-se que a tendência de redução da deformação na armadura menos comprimida é mais acentuada em relação aos pilares com menos excentricidades, o que era esperado, devido aos efeitos de segunda ordem que passam a evoluir mais significativamente com o aumento da excentricidade aplicada.

#### 4.6.5 Pilar PFN 18-3

O pilar PFN 18-3 apresentou também um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com nenhum extensômetro da armadura apresentando deformações de tração durante todo o ensaio, porém apresentando fissuras na seção transversal do pilar.

Apenas um dos extensômetros E4 não apresentou dados de deformações durante o ensaio. Os extensômetros E2, E4 e E6 apresentaram perda de compressão a um carregamento de 360,2 kN, 400,2 kN e 380 kN, respectivamente, correspondendo a um carregamento de 78,2 %, 86,9 % e 82,5 % da força de ruína, respectivamente.

A diferença de deformação entre os extensômetros E1 e E5 próximo à ruptura (460,2 kN) foi de 0,17 ‰, enquanto a diferença de deformação nos extensômetros E2 e E6 próximo à ruptura (460,2 kN) foi de 0,16 ‰. Essas diferenças se mantiveram aproximadamente constantes desde o início do ensaio, indicando que houve uma pequena excentricidade perpendicular à direção da excentricidade aplicada intencionalmente. A Figura 4.58 apresenta o gráfico das deformações nas armaduras.

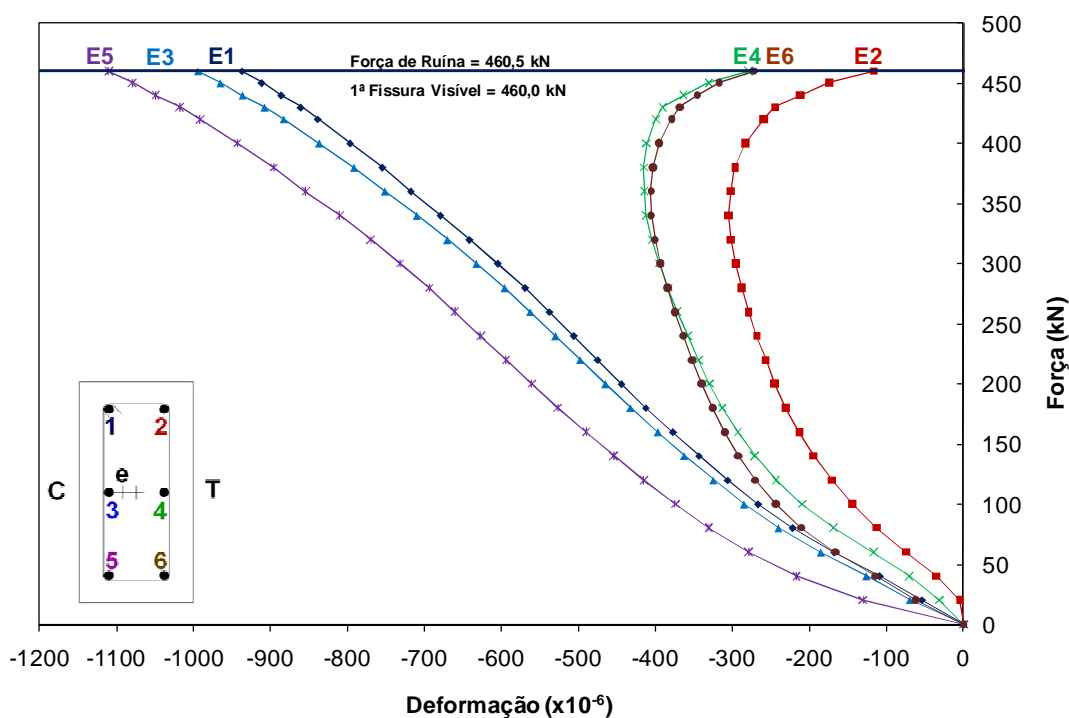


Figura 4.58 – Força versus deformação das armaduras – PFN 18-3

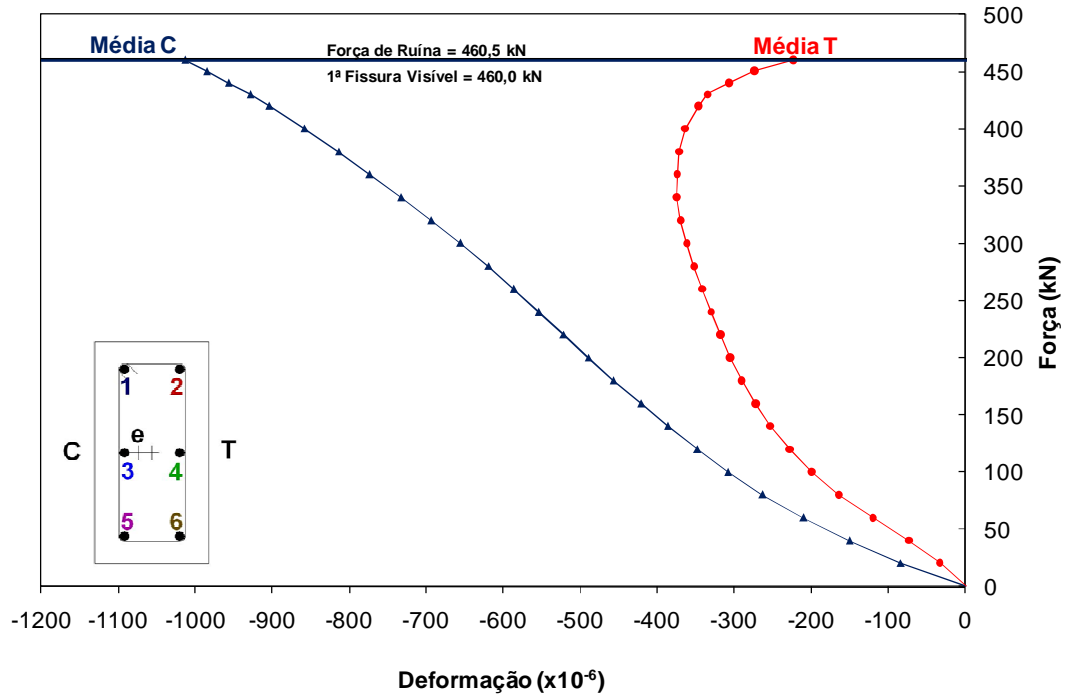


Figura 4.59 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 18-3

#### 4.6.6 Pilar PFN 24-3

O pilar PFN 24-3 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com todos os extensômetros opostos à excentricidade aplicada apresentando deformações de tração e com fissuras ao longo do pilar nas proximidades da ruptura.

Os extensômetros E1 e E5, do lado C, e E2 e E6, do lado T, apresentaram grandes diferenças de leitura desde o início do ensaio, indicando uma excentricidade perpendicular à direção da excentricidade aplicada intencionalmente, fato confirmado pela leitura do extensômetro E6 que apresentou deformações de tração durante todo o ensaio.

Os extensômetros E1 e E5, do lado C, e E2 e E6, do lado T, apresentaram grandes diferenças de leitura desde o início do ensaio, indicando uma excentricidade perpendicular à direção da excentricidade aplicada, fato confirmado pela leitura do extensômetro E6 que apresentou deformações de tração durante todo o ensaio.

Verifica-se na Figura 4.60 que o extensômetro E3 apresentou uma perda de compressão a uma força de 236 kN, valor este que infelizmente não pode ser verificado pelo outro extensômetro na mesma barra, pois não funcionou. Provavelmente houve essa perda de compressão pelo descolamento do extensômetro da armadura.

Percebe-se na Figura 4.61 que a armadura tracionada iniciou o ensaio apresentando deformação média de compressão, e à medida que os efeitos de segunda ordem eram incrementados à aplicação de força, houve uma redução da deformação nas barras por volta de 200 kN, não chegando a escoar durante o ensaio.

Nota-se também que houve algum erro na leitura de referência ou alguma acomodação inicial do pilar que apresentou uma rigidez na primeira etapa do carregamento menor que na segunda etapa. Uma possível explicação seria a existência de uma fissura de retração ou de manuseio do pilar na região dos extensômetros. Até seu fechamento, toda a força seria absorvida apenas pela armadura.

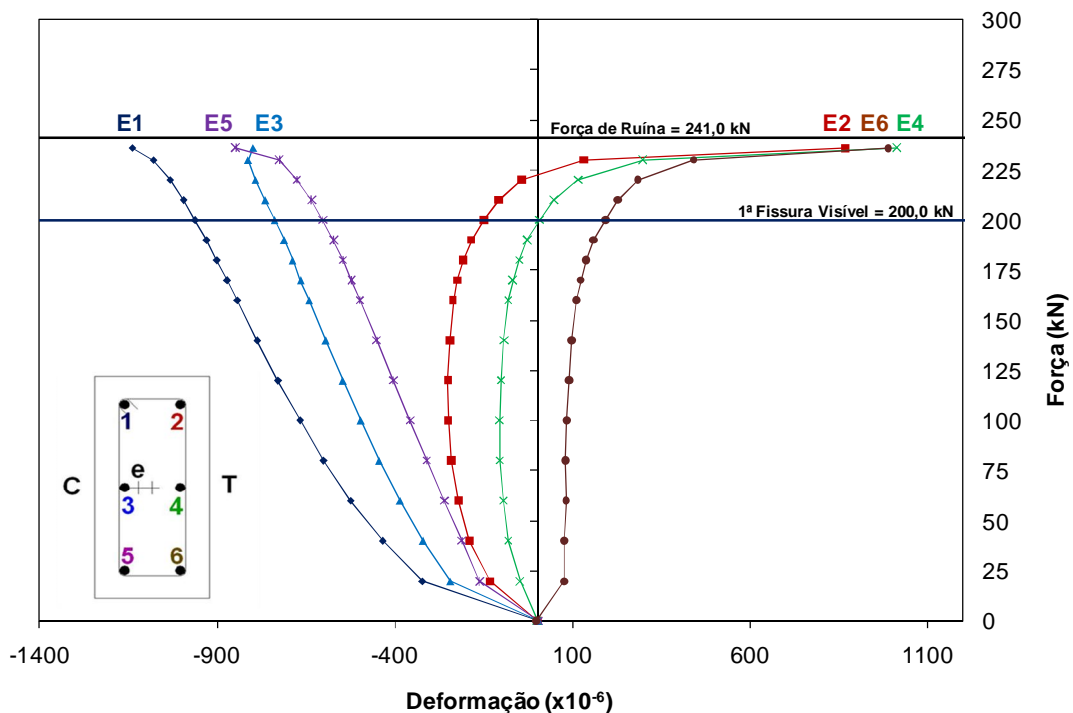


Figura 4.60 – Força versus deformação das armaduras – PFN 24-3

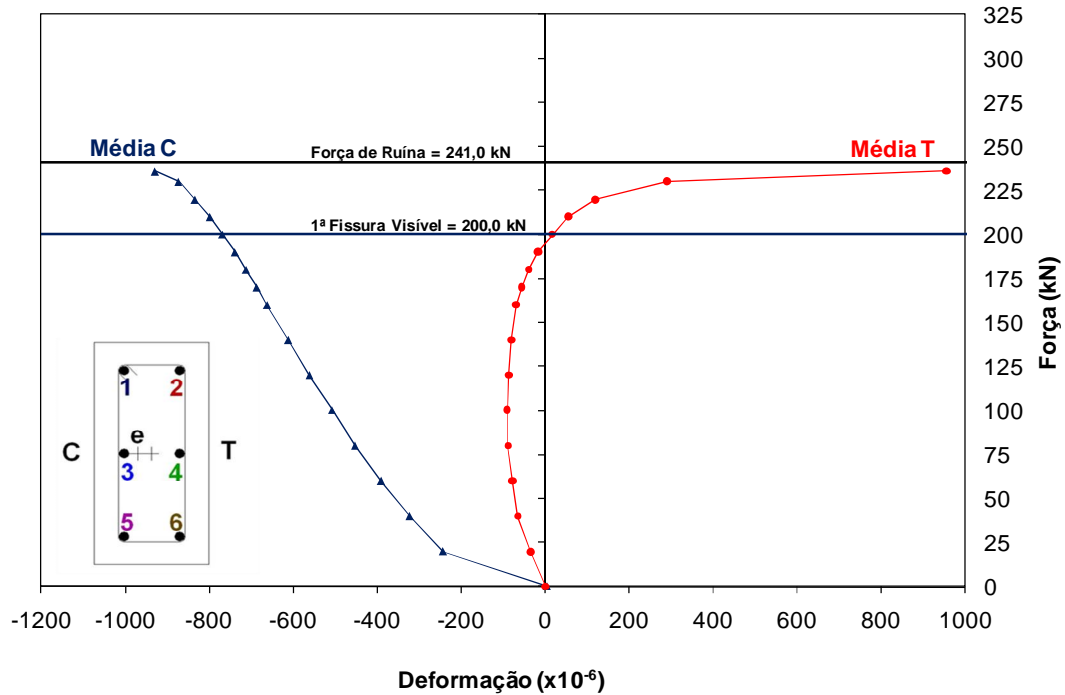


Figura 4.61 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 24-3

#### 4.6.7 Pilar PFN 30-3

O pilar 30-3 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com extensômetros na face comprimida apresentando deformações de compressão, extensômetros na face tracionada apresentando deformações de tração, e naturalmente, a face tracionada do concreto apresentando fissuras.

Os extensômetros E1, E3 e E6 apresentaram dados apenas de um dos extensômetros que foram colados em cada face da armadura. Os extensômetros E2, E4 e E6 apresentaram perda de compressão a um carregamento de 20 kN, 200 kN e 100 kN, respectivamente, correspondendo a um carregamento de 78,5 %, 78,5 %, e 39,2 % da força de ruína, respectivamente.

Neste modelo os extensômetros não apresentaram um comportamento adequado, principalmente os extensômetros E1 e E3, que funcionaram até a força de 150 kN. Apesar de funcionar até o carregamento de 150 kN o extensômetro E3 apresentou uma perda de compressão, provocada provavelmente pelo descolamento do extensômetro da armadura.

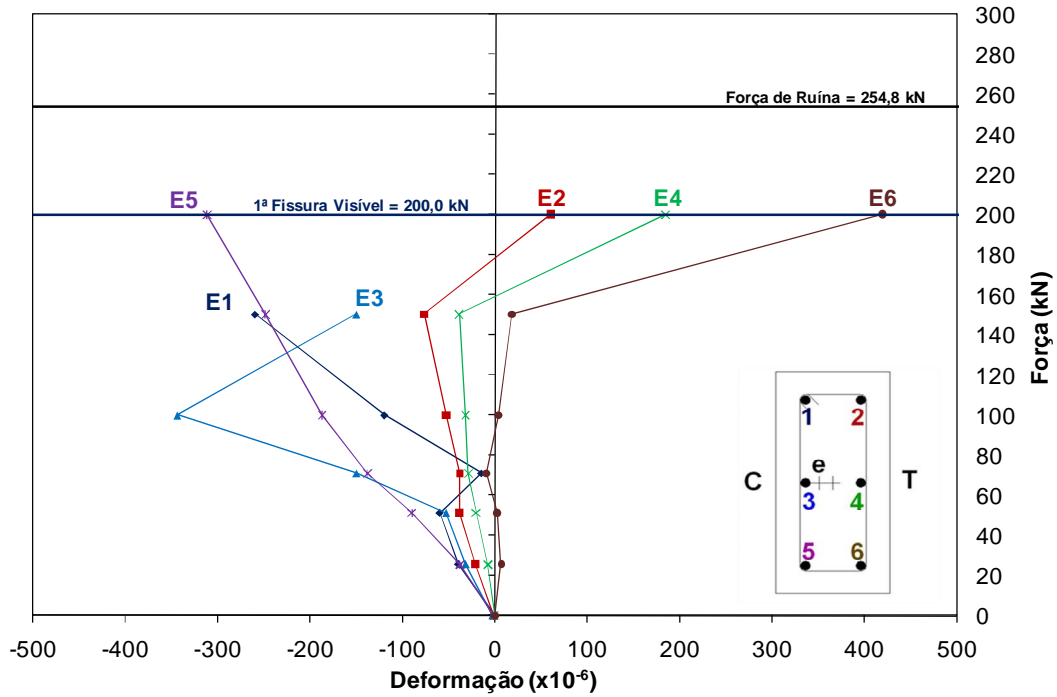


Figura 4.62 – Força versus deformação das armaduras – PFN 30-3

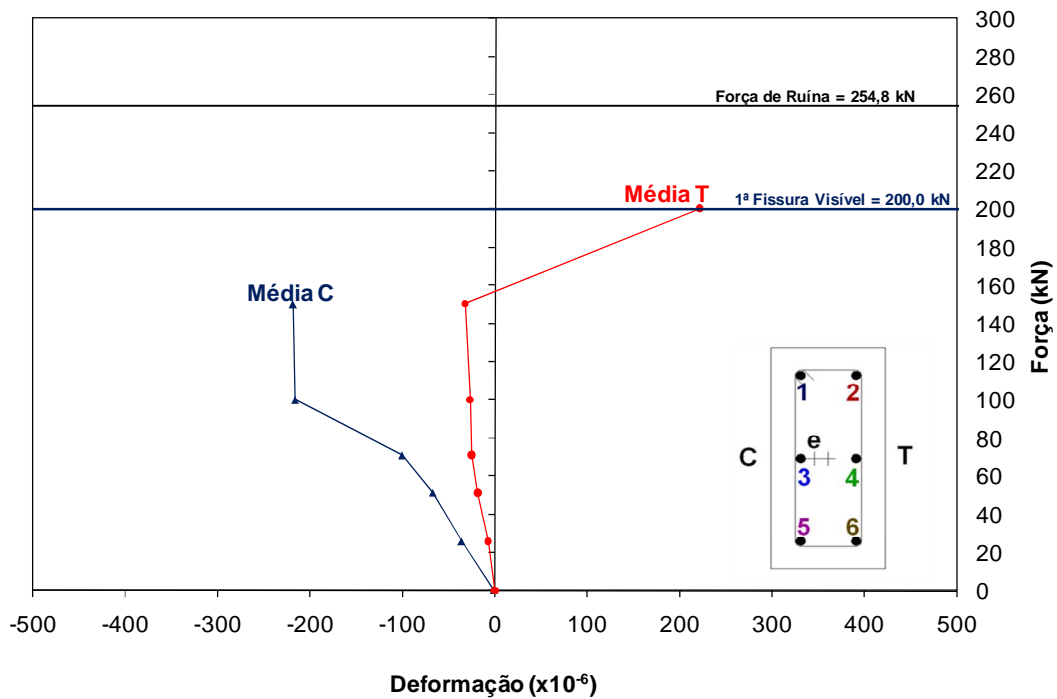


Figura 4.63 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 30-3

Verifica-se na Figura 4.62 que após a leitura da primeira fissura visível, o pilar ruiu e os dados no instante da ruína não foram utilizados por não apresentarem valores confiáveis devido à ruptura do pilar.

Infelizmente não foi possível verificar o escoamento de alguma armadura devido ao passo de força utilizado. O pilar PFN 30-3 poderia apresentar melhores resultados com um passo de força reduzido, principalmente após a fissuração do pilar.

Não se tem o dado de medição de deformação que se possa afirmar com certeza se a armadura tracionada escoou durante o ensaio, porém percebe-se uma tendência de que a armadura não escoaria. Somente com passos de força menores se poderia concluir com segurança sobre esse aspecto.

#### **4.6.8 Pilar PFN 40-3**

O pilar PFN 40-3 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com extensômetros na face comprimida apresentando deformações de compressão, extensômetros na face tracionada apresentando deformações de tração, e naturalmente apresentando fissuras na face tracionada do concreto.

Apenas um dos extensômetros E3 não apresentou dados de deformações no final do ensaio. Outro extensômetro apresentou valores de deformações incoerentes após o carregamento de 50,2 kN, sendo descartado para a composição do gráfico da Figura 4.64. Verifica-se na Figura 4.64 que o extensômetro E3 apresentou uma perda significativa de compressão após o carregamento de 150,2 kN, provavelmente pela redução significativa da altura da zona comprimida nas proximidades da ruptura.

Os extensômetros E2 e E4 apresentaram perda de compressão a um carregamento de 75,2 kN, correspondendo a um carregamento de 44,1 % da força de ruína. Já o extensômetro E6 apresentou deformações de tração durante todo o ensaio, evidenciando o aparecimento de excentricidade nas duas direções.



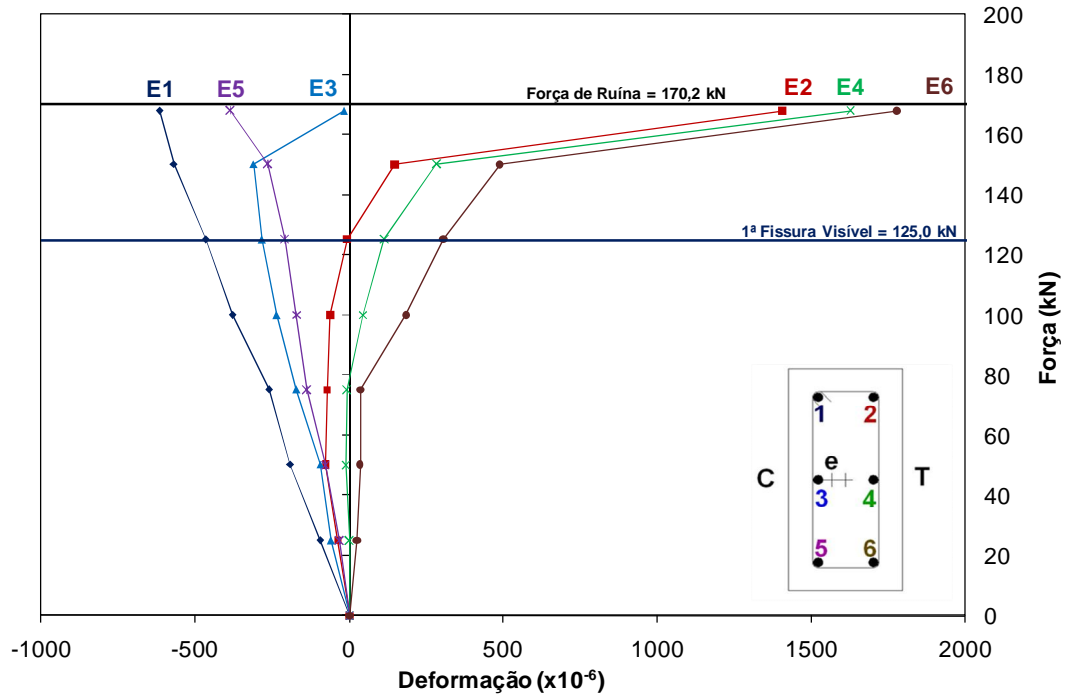


Figura 4.64 – Força versus deformação das armaduras – PFN 40-3

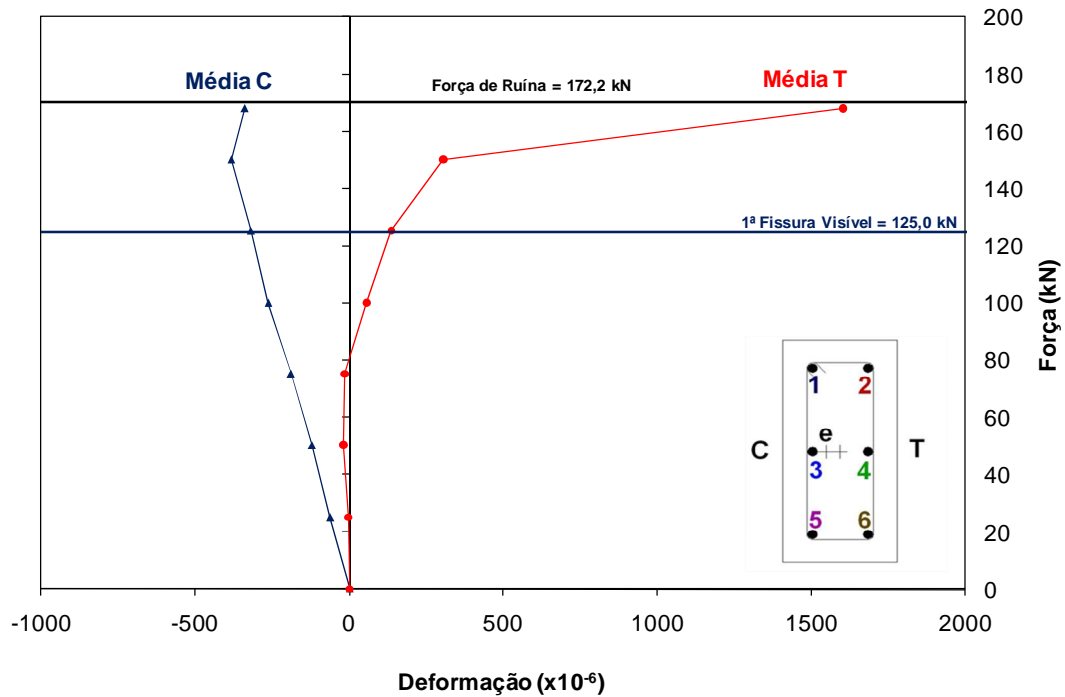


Figura 4.65 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 40-3

Verifica-se também na Figura 4.64 que os extensômetros E2, E4 e E6 não apresentaram deformações acima da deformação de escoamento das armaduras, e que houve uma tendência de redução da deformação na armadura menos comprimida logo no início do

ensaio, devido ao momento aplicado, e com uma mudança na inclinação da curva é medida em que os efeitos de segunda ordem tornaram-se preponderantes.

#### **4.6.9 Pilar PFN 50-3**

O pilar PFN 50-3 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com fissuras na face tracionada do concreto, com extensômetros na face comprimida apresentando deformações de compressão e extensômetros na face tracionada apresentando deformações de tração.

Os extensômetros E1, E2, E4 e E5 apresentaram dados apenas de um dos extensômetros que foram colados em cada face da armadura. O extensômetro E2 foi o único dos extensômetros da face T que apresentou deformações de compressão, apresentando uma perda de compressão a uma força de 80 kN, correspondendo a 51,6 % da força de ruína. Os demais extensômetros da face tracionada, E4 e E6, apresentaram deformações de tração desde o primeiro carregamento até a ruptura, evidenciando a grande excentricidade aplicada no pilar.

Verifica-se na Figura 4.66 que o extensômetro E5 apresentou deformações de tração logo após a primeira fissura observada, evidenciando o aparecimento de excentricidade na direção perpendicular à excentricidade aplicada intencionalmente. O extensômetro E6 apresentou uma deformação de 2,85 ‰ a um carregamento de 150,6 kN, correspondendo a 97,2 % da força de ruína, apresentando uma tendência de escoamento da armadura na ruptura, porém não confirmada devido à ruptura do pilar no passo seguinte, 155 kN.

O extensômetro E1 apresentou uma deformação de compressão 1,02 ‰, não apresentando tendência de escoamento da armadura comprimida na ruptura.

Observa-se na Figura 4.66 uma inclinação acentuada das deformações a uma força de 95 kN, correspondendo a 61,3 % da força de ruína, um pouco antes do aparecimento da primeira fissura visível, que foi observada a uma força de 100 kN.

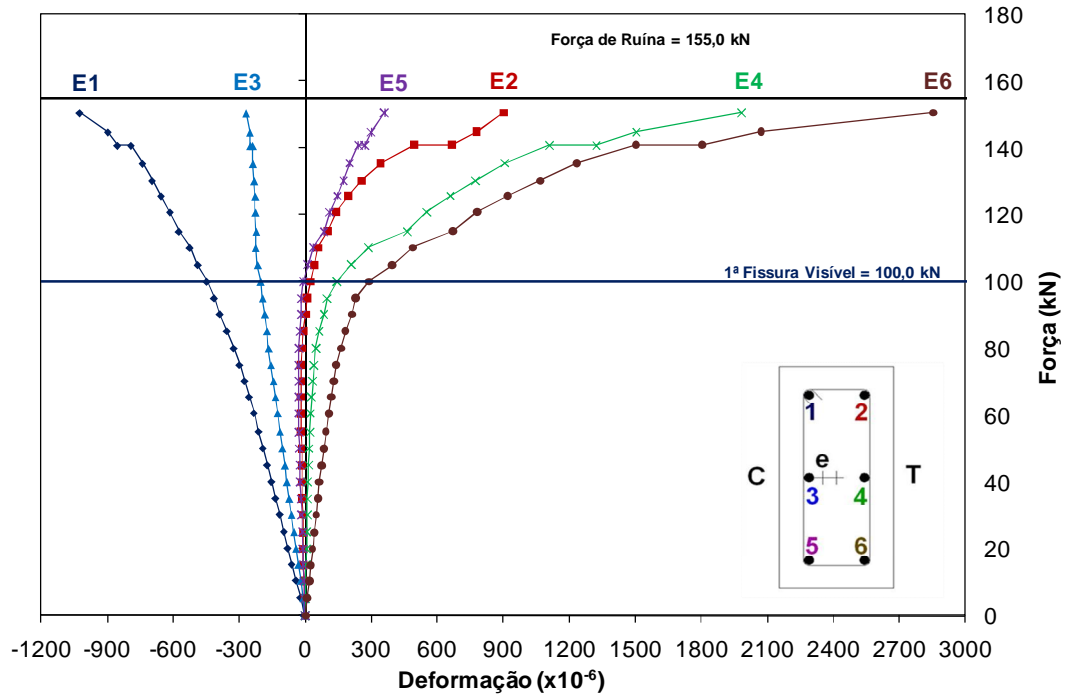


Figura 4.66 – Força versus deformação das armaduras – PFN 50-3

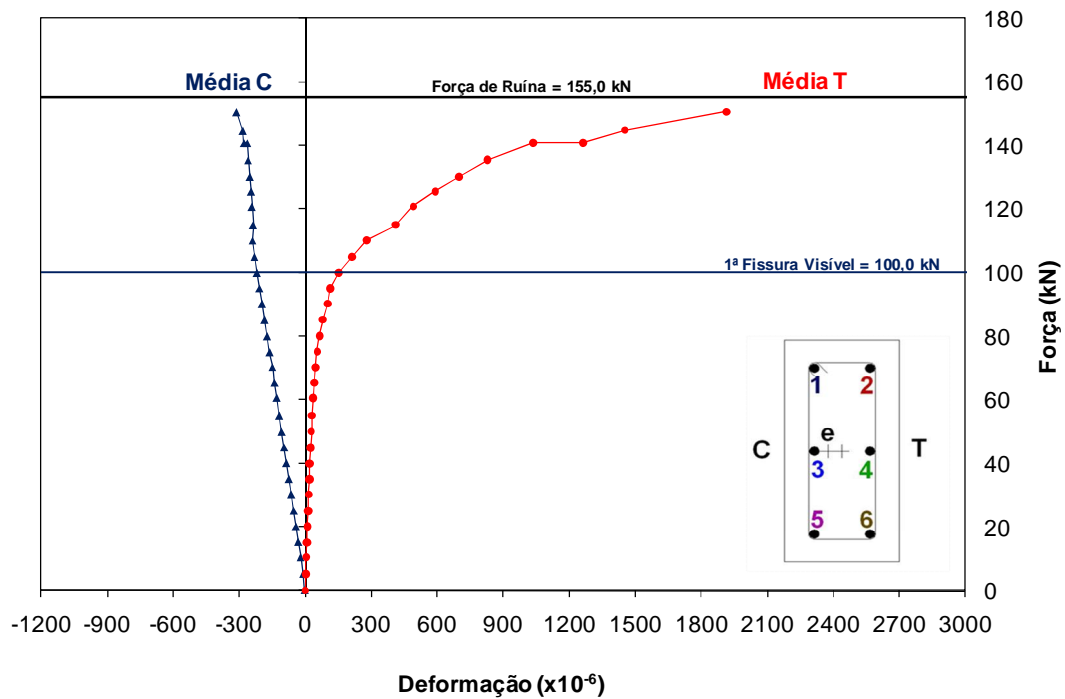


Figura 4.67 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 50-3

Percebe-se na Figura 4.67 que os extensômetros da armadura menos comprimida já iniciaram o ensaio apresentando deformações de tração devido à grande excentricidade aplicada.

#### 4.6.10 Pilar PFN 60-3

Da mesma forma que o pilar PFN 50-3, o pilar PFN 60-3 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com extensômetros na face comprimida apresentando deformações de compressão, extensômetros na face tracionada apresentando deformações de tração e a face tracionada do concreto apresentando fissuras.

Apenas os extensômetros E1 e E6 apresentaram dados apenas de um dos extensômetros que foram colados em cada face da armadura. Os extensômetros da face tracionada, E2, E4 e E6, apresentaram deformações de tração durante todo o ensaio, evidenciando a grande excentricidade aplicada no pilar.

Verifica-se na Figura 4.68 um distanciamento do extensômetro E1 dos demais extensômetros da face comprimida, E3 e E5. Isto ocorreu, provavelmente, por se ter apenas dados de uma face da armadura, ou por problemas nas leituras das deformações. Nas demais armaduras comprimidas, foi verificada uma diferença significativa entre os extensômetros de cada barra, fazendo com que as médias das deformações dos extensômetros E3 e E5 fossem bem menores que os dados registrados por apenas um extensômetro E1. Talvez os valores das deformações médias do extensômetro E1 fossem bem próximas das médias dos extensômetros E3 e E5 caso ambos os extensômetros tivessem funcionado.

Apesar da diferença justificável de deformação do extensômetro E1, pode-se afirmar que a excentricidade no sentido perpendicular foi pequena em relação à excentricidade aplicada intencionalmente, a partir da pequena diferença entre as deformações de E3 e E5 e de E2, E4 e E6.

Verifica-se na Figura 4.68 que mesmo após o aparecimento da primeira fissura, a uma força de 40 kN, correspondendo a 30 % da força de ruína, o pilar manteve um comportamento linear até a força de 60 kN, onde se percebe a mudança de inclinação do gráfico do extensômetro E1. Isso fica mais evidenciado a um carregamento de 80 kN, correspondendo a 61,1 % da força de ruína, quando os extensômetros da face tracionada apresentaram uma mudança significativa na inclinação do gráfico. Esse comportamento

pode indicar que a primeira fissura observada poderia ser uma fissura pré-existente, de retração ou de manuseio do pilar.

O extensômetro E2 apresentou uma deformação de 3,67 %, evidenciando o escoamento da armadura tracionada.

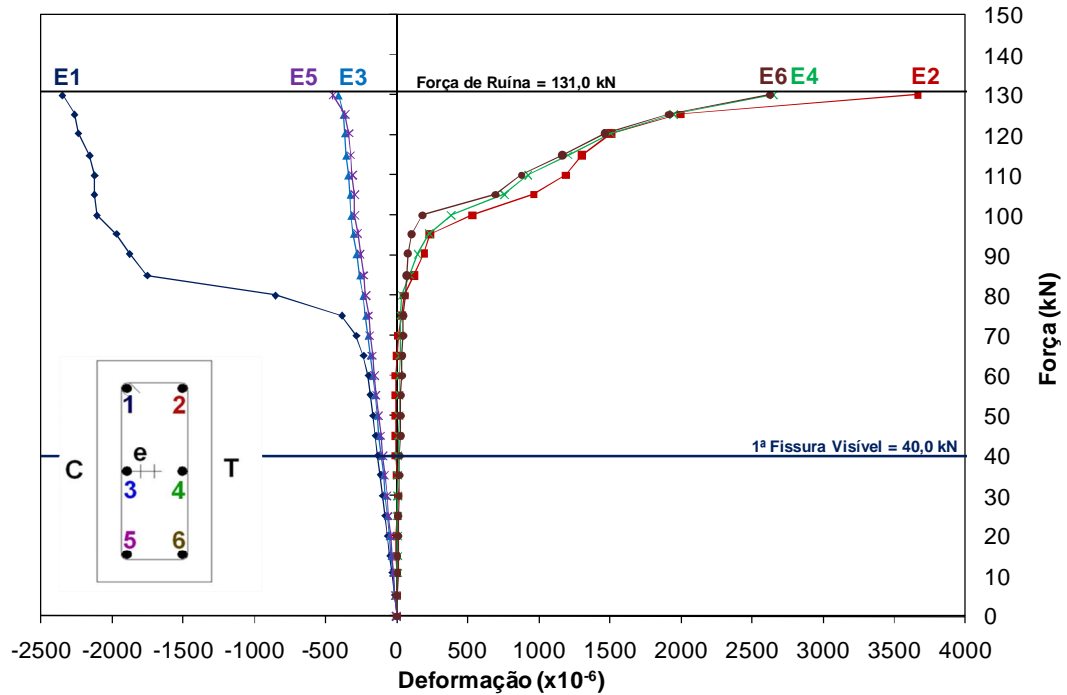


Figura 4.68 – Força versus deformação das armaduras – PFN 60-3

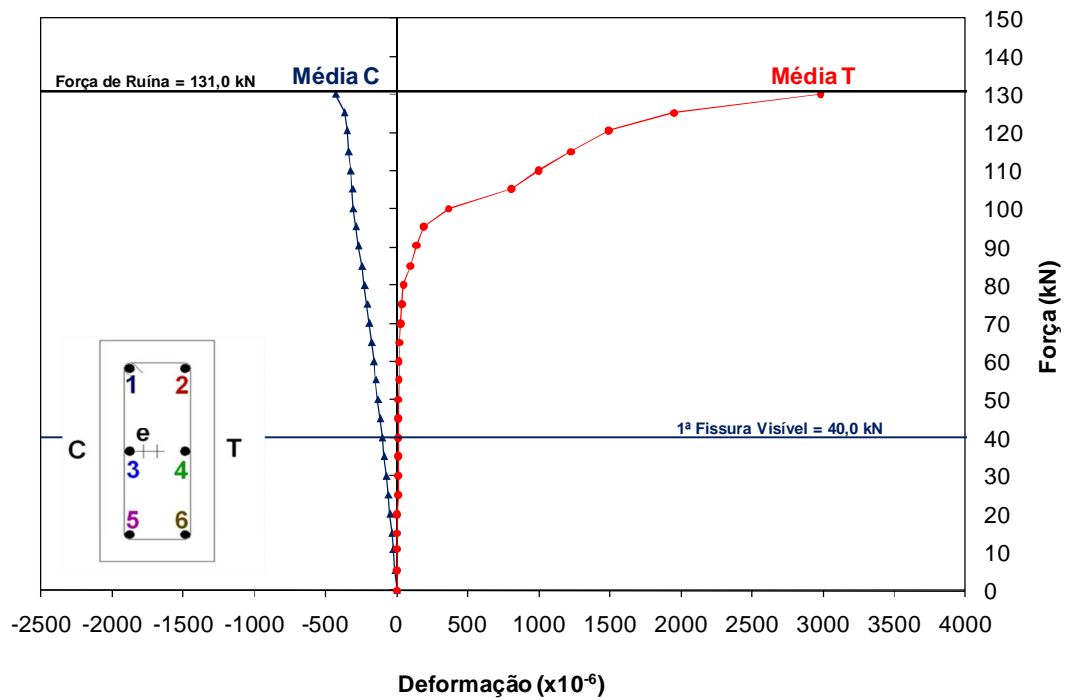


Figura 4.69 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 60-3

#### **4.6.11 Pilar PFN 0-2,5**

O pilar PFN 0-2,5 apresentou um comportamento onde toda a sua seção transversal permaneceu comprimida durante todo o ensaio. Os registros das deformações das armaduras apresentaram uma pequena diferença nas fases iniciais de carregamento, porém aumentando nas fases finais de carregamento. Apesar dos resultados mostrarem a boa centralização do pilar no pórtico de ensaios e poucas imperfeições geométricas, fica evidenciado a dificuldade de se ensaiar mesmo com controles rígidos um pilar sob força centrada.

Percebe-se no gráfico da Figura 4.70 o aparecimento de excentricidade na direção de maior inércia da seção transversal, porém de forma não significativa, e que o aparecimento da primeira fissura (vertical) no consolo, a uma força de 700 kN, correspondendo a 65 % da força de ruína, não interferiu nos resultados das deformações da armadura.

Verifica-se que nenhuma armadura chegou a escoar durante o ensaio. A maior deformação registrada foi de 2,46 ‰ no extensômetro E6, com uma média das armaduras mais comprimidas de 2,25 ‰, para um carregamento de 1059,6 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína do pilar.

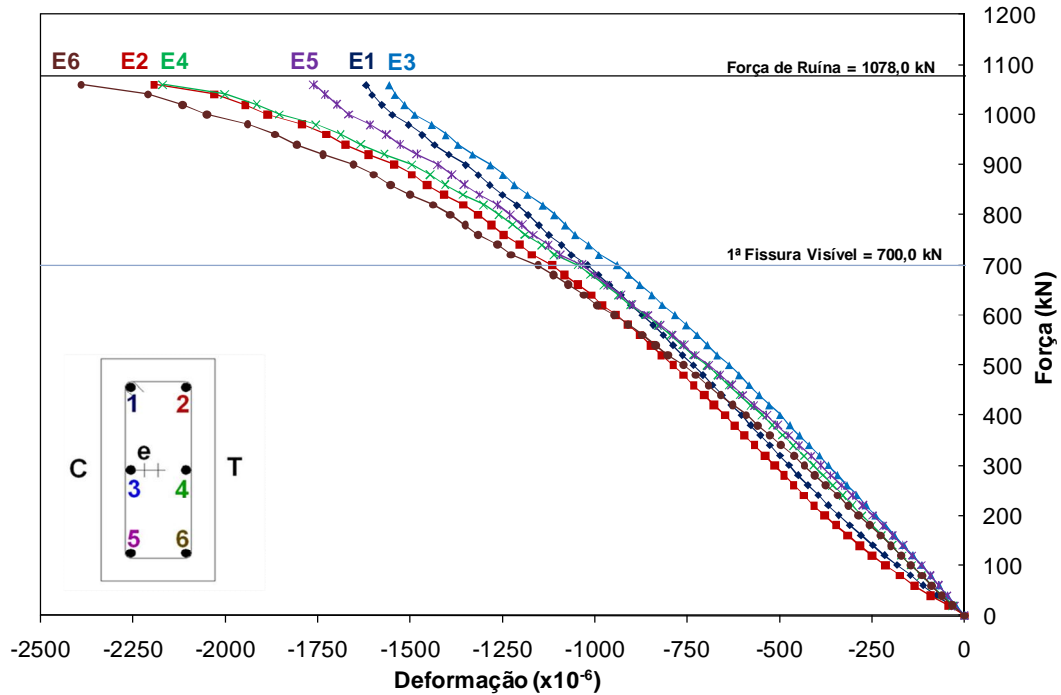


Figura 4.70 – Força versus deformação das armaduras – PFN 0-2,5

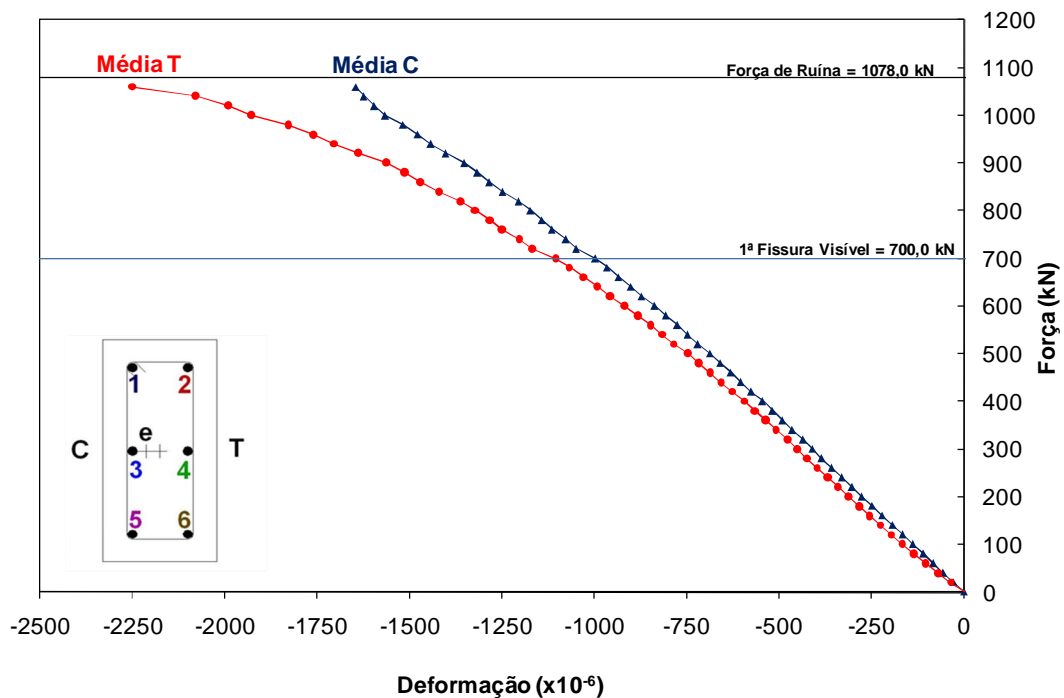


Figura 4.71 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 0-2,5

Percebe-se que as armaduras próximas à face C apresentaram deformações inferiores a face T. Tal comportamento foi devido a não se saber qual a face que iria apresentar uma maior deformação de compressão durante o ensaio com força centrada. A numeração dos

extensômetros já havia sido pré-determinada antes do ensaio, e não foi modificada para ajustar o gráfico.

Houve uma pequena tendência de redução da deformação nas armaduras próximas à face C ao final do ensaio. Tal comportamento deve-se ao fato de ter surgido excentricidade na direção de menor inércia da seção transversal e de os efeitos de segunda ordem no pilar.

#### **4.6.12 Pilar PFN 15-2,5**

O pilar PFN 15-2,5 apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com pequena excentricidade, com os extensômetros das armaduras apresentando deformações de compressão durante todo o ensaio e o não aparecimento de fissuras na região central do pilar.

Percebe-se um bom comportamento do pilar durante todas as fases de carregamento, com os extensômetros apresentando uma pequena diferença entre si, exceto para o extensômetro E2, que apresentou uma maior diferença de leitura em relação aos extensômetros E6 e E4.

A deformação média da armadura mais comprimida foi de 1,43 ‰ e de 0,21 ‰ para a armadura menos comprimida, evidenciando o não escoamento da armadura.



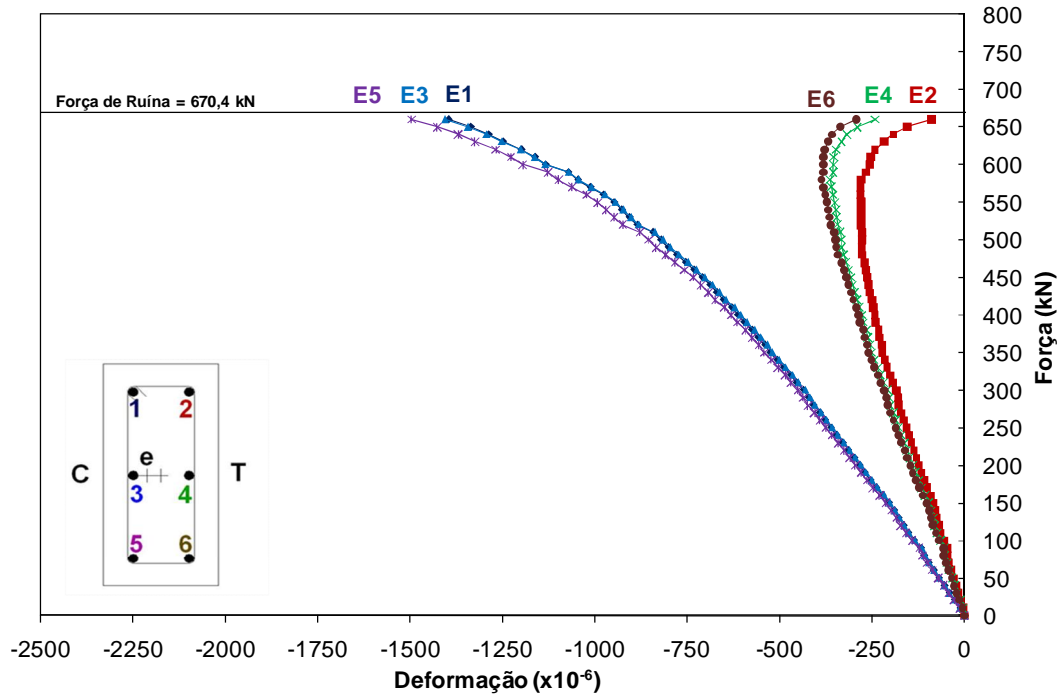


Figura 4.72 – Força versus deformação das armaduras – PFN 15-2,5

As deformações médias da armadura tracionada apresentaram uma tendência de redução da deformação na parte final do ensaio. Tal comportamento se dá em virtude dos efeitos de segunda ordem no pilar.

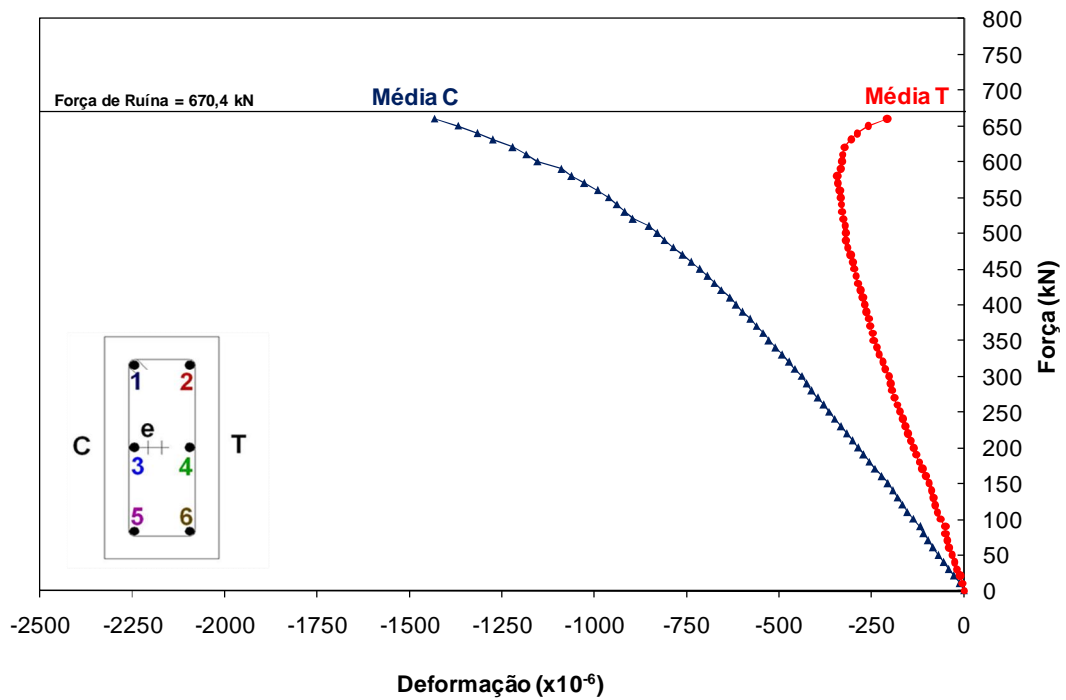


Figura 4.73 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 15-2,5

#### 4.6.13 Pilar PFN 24-2,5

O pilar PFN 24-2,5 apresentou um bom comportamento durante todas as fases de carregamento, mas apresentando uma pequena dispersão em relação à média aritmética das deformações nas armaduras.

A camada de armadura situada na região mais comprimida apresentou deformações médias de compressão durante todas as fases de carregamento, porém a armadura da face menos comprimida apresentou deformações médias de compressão até um carregamento de 94,2 % da força de ruína, quando passou a apresentar deformações de tração. Esse comportamento pode ser justificado pelo aparecimento das primeiras fissuras a 83 % da força de ruína, juntamente com a majoração dos efeitos de segunda ordem no pilar.

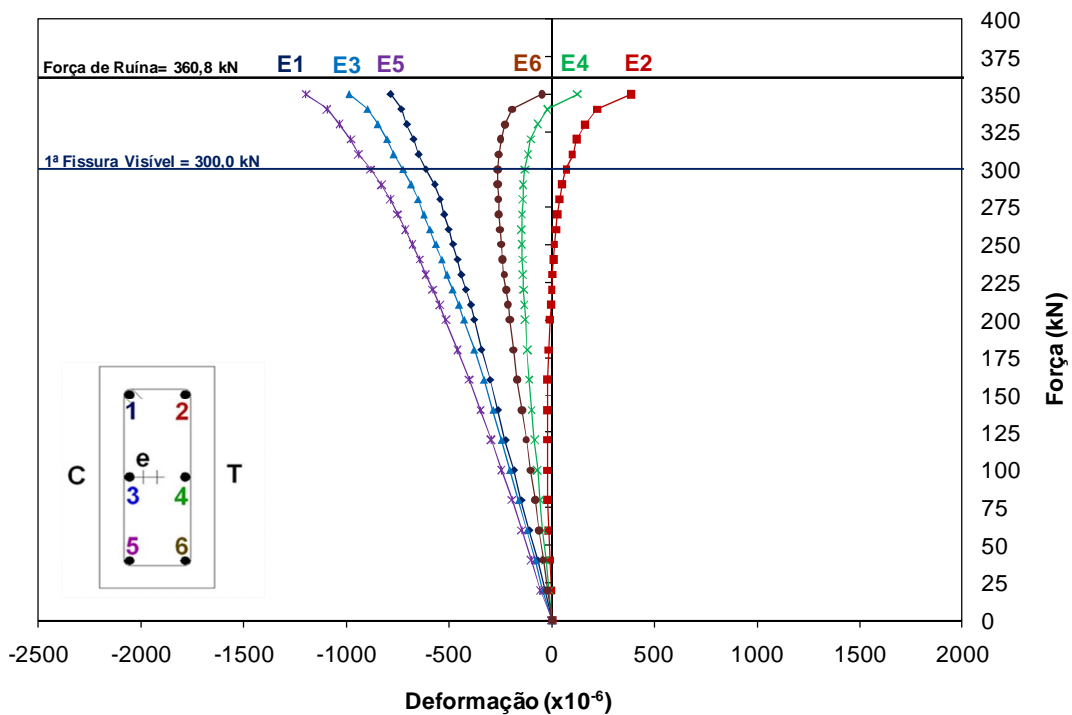


Figura 4.74 – Força versus deformação das armaduras – PFN 24-2,5

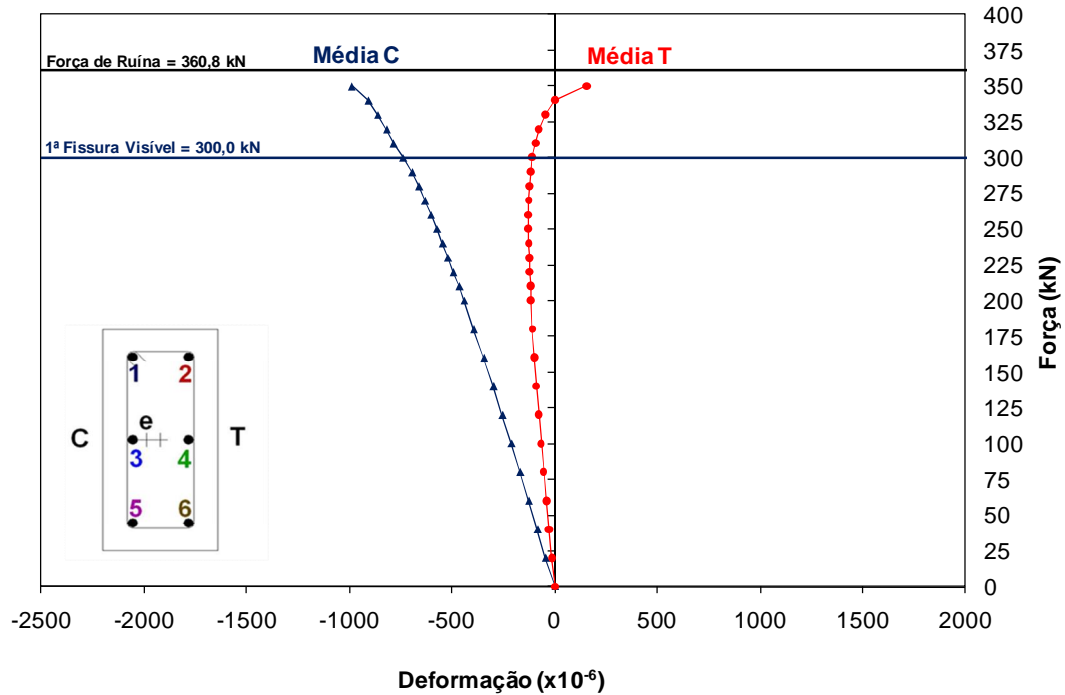


Figura 4.75 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 24-2,5

A armadura comprimida apresentou para um carregamento de 97 % da força de ruína uma deformação de 0,99 ‰ e a armadura tracionada uma deformação de 0,15 ‰.

#### 4.6.14 Pilar PFN 30-2,5

O pilar PFN 30-2,5 apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade, apresentando deformações de compressão e tração nas armaduras e fissuras ao longo do pilar.

Percebe-se no gráfico da Figura 4.76 uma mudança na inclinação do gráfico mesmo antes do aparecimento da primeira fissura visível a uma força de 71,4 % da força de ruína (240 kN).

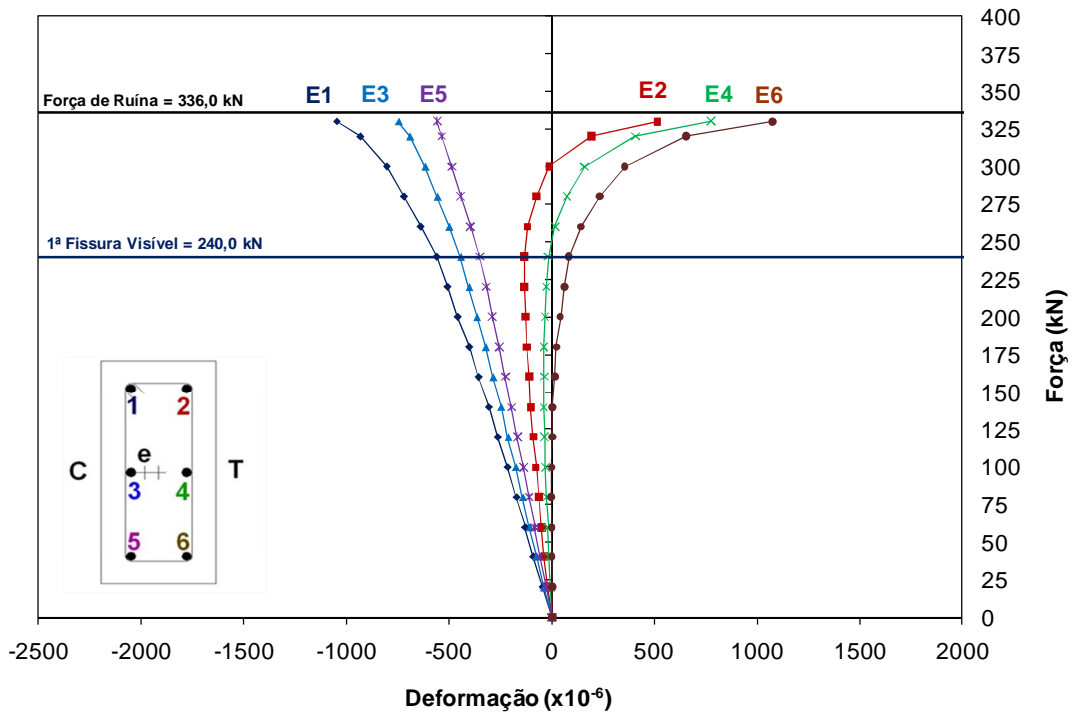


Figura 4.76 – Força versus deformação das armaduras – PFN 30-2,5

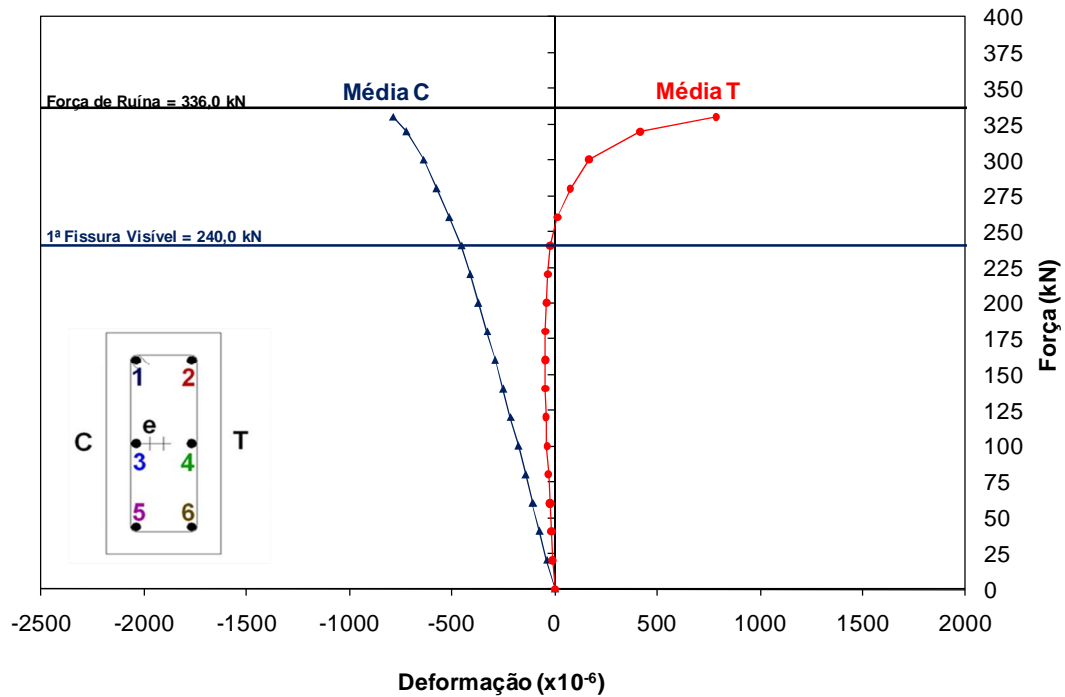


Figura 4.77 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 30-2,5

Após a fissuração, a armadura tracionada passou a sofrer grandes incrementos de deformações, principalmente próximo à ruptura, evidenciando a influência dos efeitos de segunda ordem no pilar.

A armadura comprimida apresentou uma deformação de compressão média de 0,78 ‰ e a armadura tracionada apresentou uma deformação de tração média de 0,78 ‰, a uma força de 330 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína, valores distantes da tensão de escoamento do material.

#### **4.6.15 Pilar PFN 40-2,5**

O pilar PFN 40-2,5 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, com as armaduras apresentando deformações de tração e de compressão e com o surgimento de fissuras na região central do pilar.

Houve uma falha de funcionamento de um dos extensômetros E1, E3, E5 e E6, porém, percebe-se no gráfico que as leituras captadas mesmo por um extensômetro de cada barra apresentaram bons resultados.

A armadura comprimida apresentou deformações médias de compressão durante todas as fases de carregamento e a armadura tracionada apresentou deformações médias de tração desde a aplicação do primeiro passo de força.

Percebe-se ainda que os valores das deformações em cada camada apresentaram uma pequena dispersão em relação à média, apresentando bons resultados.

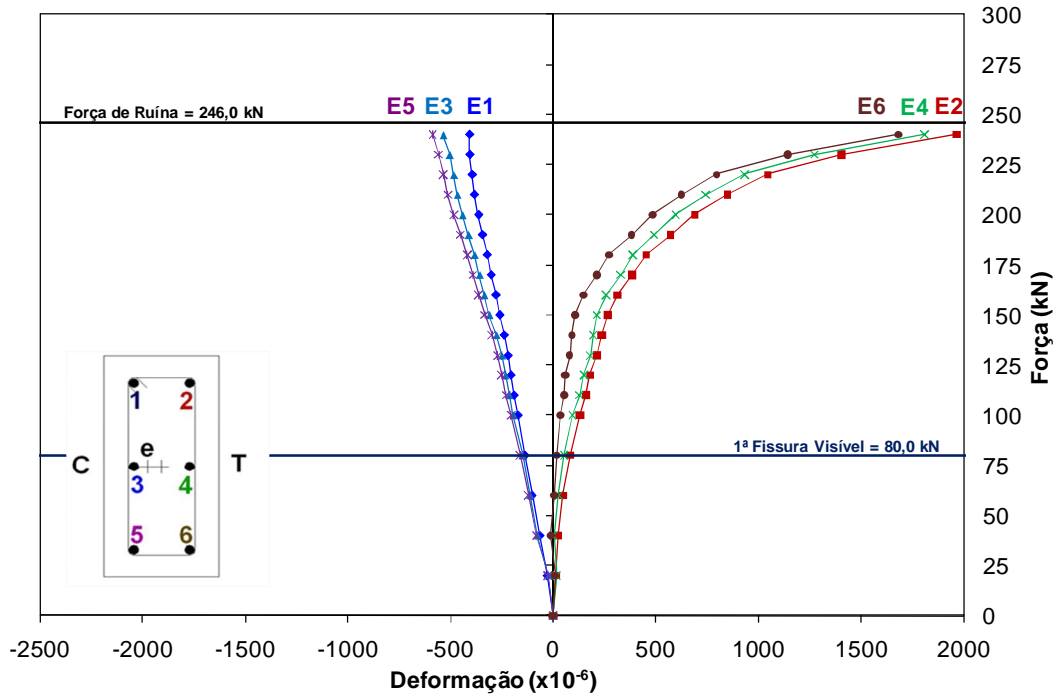


Figura 4.78 – Força versus deformação das armaduras – PFN 40-2,5

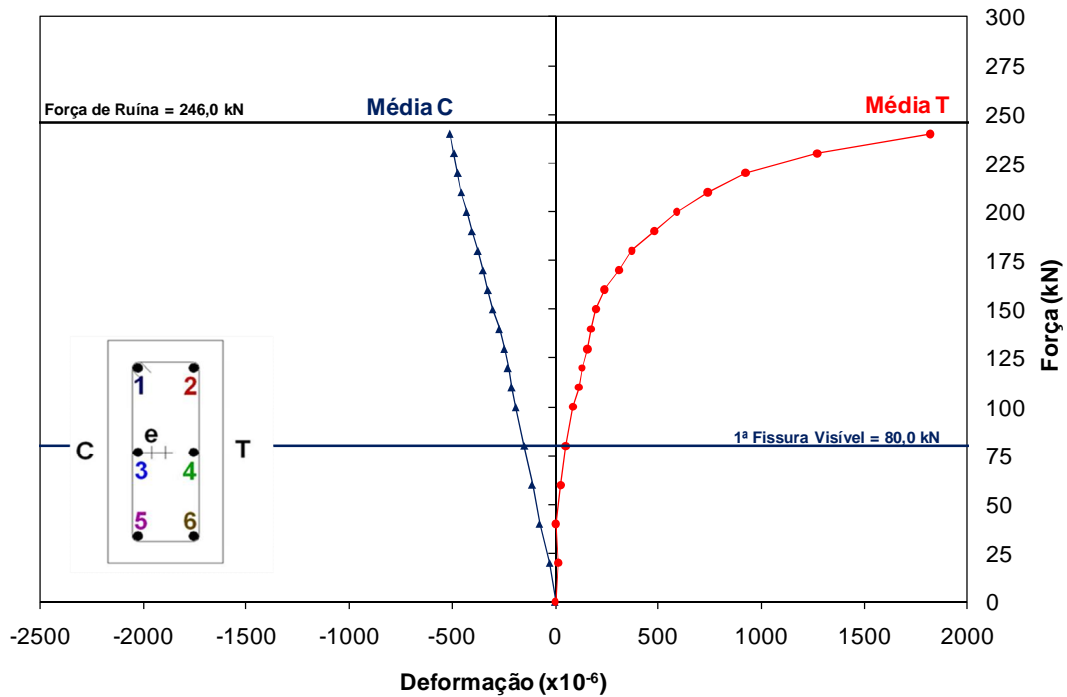


Figura 4.79 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 40-2,5

Verifica-se que a partir de cerca de 70% da força de ruína ocorrem grandes incrementos de deformações da armadura tracionada, evidenciando a influência dos efeitos de segunda ordem no pilar.

A armadura comprimida apresentou uma deformação média de 0,51 ‰ e a armadura tracionada apresentou uma deformação média de 1,82 ‰, porém apresentando uma tendência de escoar até o fim do ensaio, visto que o concreto ainda apresentava deformações na ordem de 2 ‰ e teoricamente suportaria deformações de 3,5 ‰.

#### 4.6.16 Pilar PFN 50-2,5

O pilar apresentou um bom comportamento durante as fases de carregamento, com uma mudança de inclinação do gráfico das deformações nas armaduras tracionadas após o aparecimento da primeira fissura visível. O comportamento do pilar foi típico de flexo-compressão com grande excentricidade, apresentando tensões de tração e de compressão na seção transversal do pilar.

A inclinação do gráfico ficou reduzida após a verificação da primeira fissura, porém se acentuou a uma força de 100 kN. Tal fato mostra a simultaneidade dos efeitos de segunda ordem com a perda de rigidez do pilar, porém, com forças próximas à ruptura, percebe-se uma preponderância dos efeitos de segunda ordem, com o gráfico apresentando grandes deformações e uma tendência de curva assintótica.

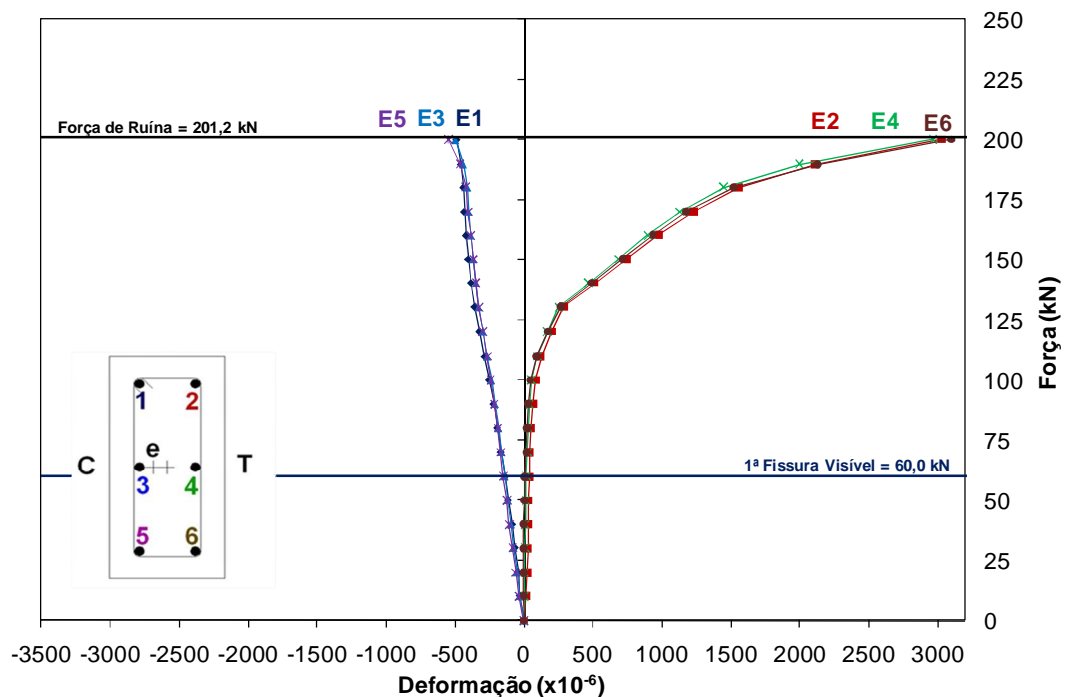


Figura 4.80 – Força versus deformação das armaduras – PFN 50-2,5

Percebe-se no gráfico uma diferença pequena de leitura entre os extensômetros de cada camada de armadura, evidenciando uma boa centralização do pilar.

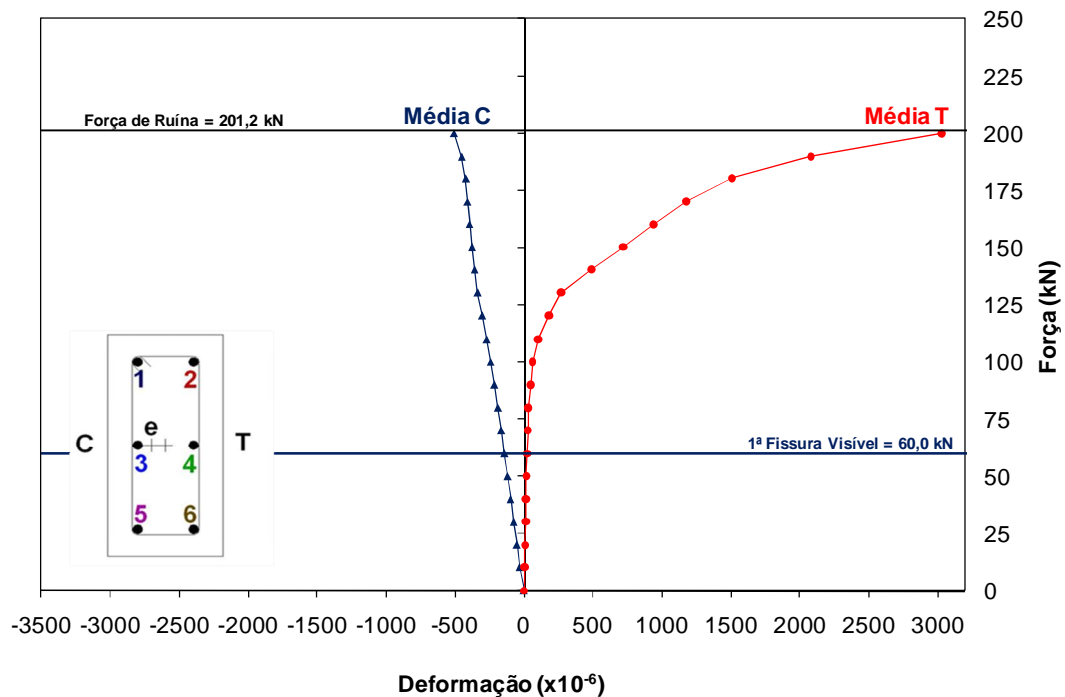


Figura 4.81 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 50-2,5

Devido a problemas de funcionamento de alguns extensômetros, o gráfico das leituras dos extensômetros E1, E2 e E5 foram feitos apenas com a leitura de um extensômetro em cada barra, porém apresentando bons resultados.

#### 4.6.17 Pilar PFN 60-2,5

O pilar PFN 60-2,5 apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade, apresentando deformações de compressão e tração na seção transversal do pilar.

O extensômetro E4 não apresentou valores de deformação durante todas as fases de carregamento e um dos extensômetros de E1 e um de E3 apresentaram problemas. Para a composição do gráfico, as deformações dos extensômetros E1 e E3 foram de um extensômetro de cada barra. O extensômetro E6 apresentou deformações até uma força de 120 kN, deixando de funcionar até o final do ensaio. Para a elaboração do gráfico da média



das deformações da armadura tracionadas, só foram considerados dados até o carregamento de 120 kN.

A figura 4.82 mostra que o pilar PFN 60-2,5 apresentou rigidez inicial bem menor que o PFN 50-2,5. A causa pode ter sido a presença de fissura de retração ou de manuseio do pilar antes do ensaio, o que afetaria tanto as deformações da armadura como as do concreto e os deslocamentos horizontais do pilar.

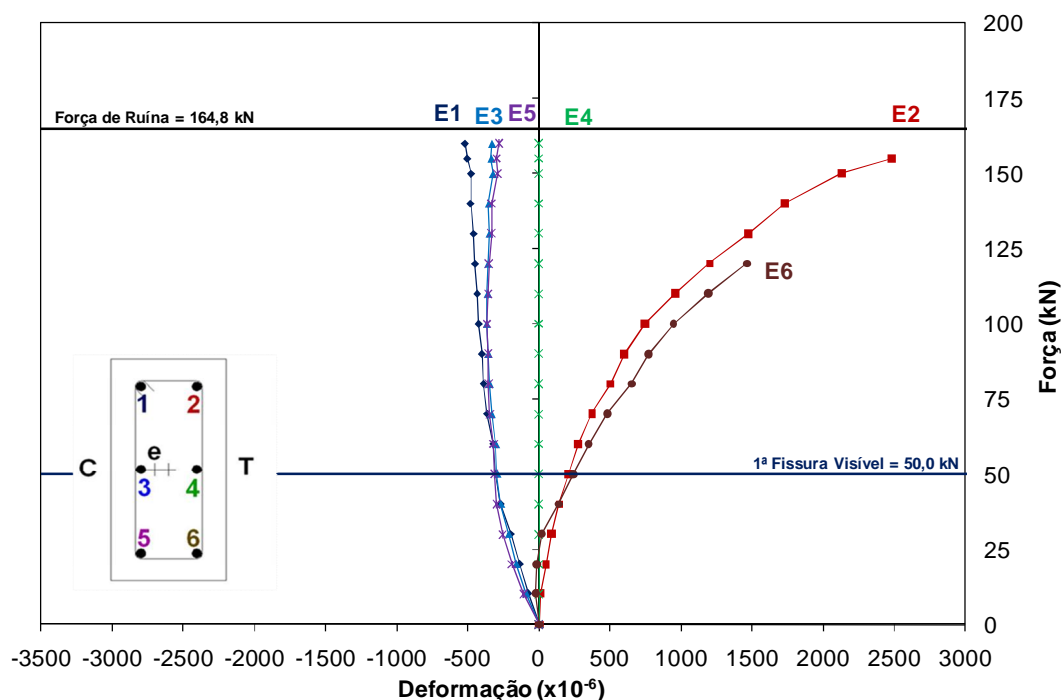


Figura 4.82 – Força versus deformação das armaduras – PFN 60-2,5

Percebe-se no gráfico que a armadura tracionada chegou a escoar até o fim do ensaio, pois a uma força de 155 kN, correspondendo a 94 % da força de ruína, já apresentara uma deformação de 2,48 %.

Para a armadura comprimida, percebe-se um comportamento pelo qual a armadura comprimida apresentou deformações de compressão durante todas as fases de carregamento, porém, a partir de cerca de 50% da força de ruína passou a apresentar deformações de compressão aproximadamente constantes, da ordem de 0,38 %, até o fim do ensaio. Tal fato pode ser atribuído ao fato da linha neutra estar se aproximando da armadura comprimida. O extensômetro E6 parou de funcionar para uma força aproximadamente de 125 kN.

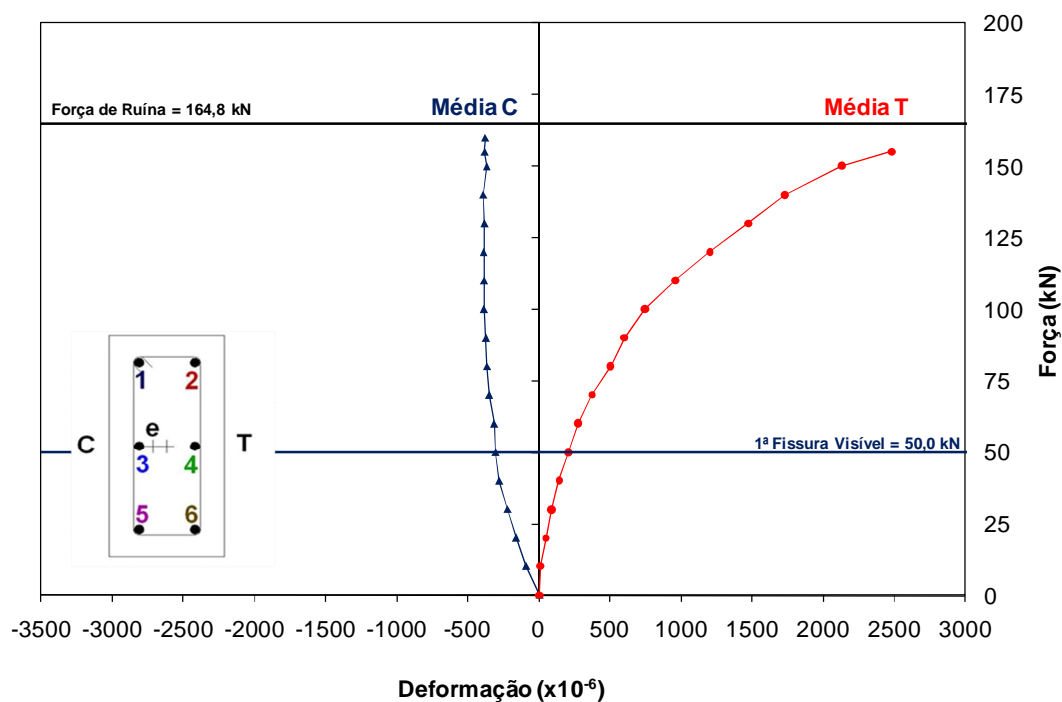


Figura 4.83 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 60-2,5

Verifica-se que a armadura tracionada apresentou deformações de tração desde as primeiras aplicações de força, devido à grande excentricidade aplicada.

#### 4.6.18 Pilar PFN 0-2

O pilar PFN 0-2 apresentou bons resultados durante as fases de carregamento, evidenciando a dificuldade de se aplicar um carregamento centrado mesmo em condições de laboratório.

Houve um problema na bomba elétrica, que parou de aplicar força quando a célula de força registrava uma força de 1060 kN. Com o cilindro de força em uso a bomba deveria ser capaz de aplicar uma força de até 2000 kN.

Foi necessário substituir a bomba elétrica por uma bomba manual. Este procedimento foi executado de forma a não prejudicar os resultados do ensaio, já que se tratava de um carregamento centrado, ou com uma excentricidade mínima acidental. O equipamento foi

trocado sem que houvesse uma perda substancial do carregamento porque o sistema de carregamento possuía válvulas que permitiam a troca das mangueiras de uma bomba para a outra. O ensaio seguiu novamente até a ruptura.

Percebe-se que houve uma pequena diferença entre as leituras dos extensômetros de cada camada, evidenciando centralização ineficiente ou imperfeições do pilar.

A deformação de compressão média registrada pela armadura mais comprimida foi de 2,57 %, e para a armadura menos comprimida foi de 2,24 %, a uma força de 1238 kN, correspondendo a 99 % da força de ruína.

Verifica-se no gráfico que a armadura mais comprimida foi a armadura mais próxima da face T. Os valores da numeração foram mantidos e essa discrepância deve-se ao fato de não se saber para que lado o pilar iria se deslocar durante o ensaio com força centrada.

A ruptura do pilar ocorreu de forma prematura, devido a falta de armadura de fendilhamento ou esmagamento do concreto nas extremidades do pilar, motivo pelo qual o pilar suportou menos força que o pilar PFN 0-2,5. A fissura observada com a força de 700 kN era vertical, na extremidade do pilar.

Pode-se notar que a operação de troca de bomba hidráulica afetou o comportamento do pilar, com uma mudança na inclinação das curvas na retomada do ensaio. Provavelmente ocorreu uma deformação lenta no período da paralisação do ensaio.

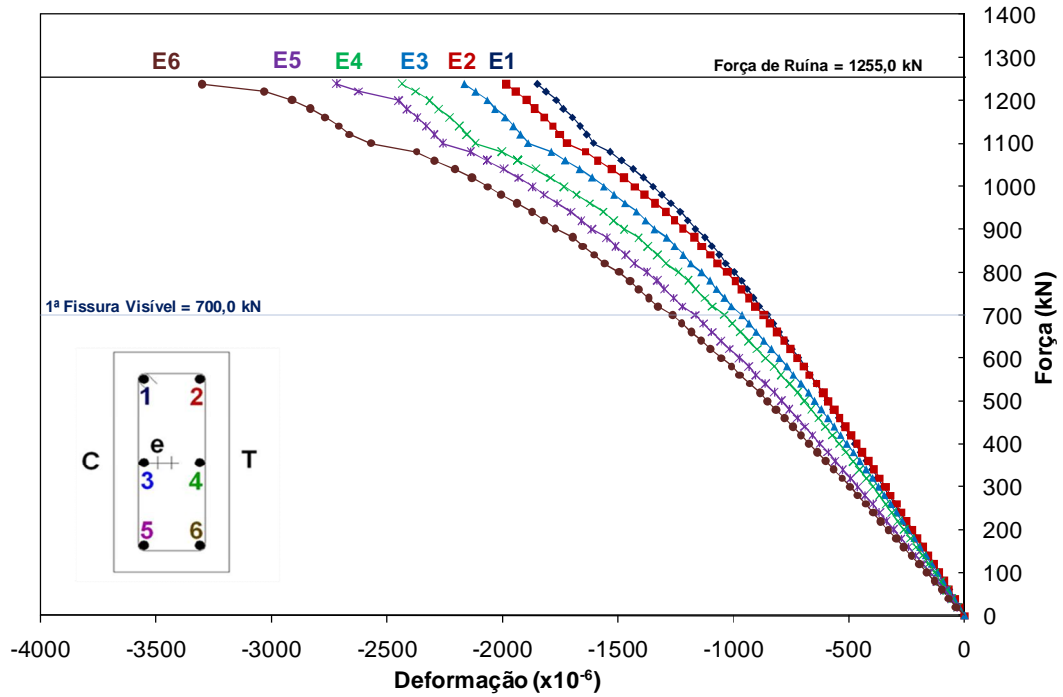


Figura 4.84 – Força versus deformação das armaduras – PFN 0-2

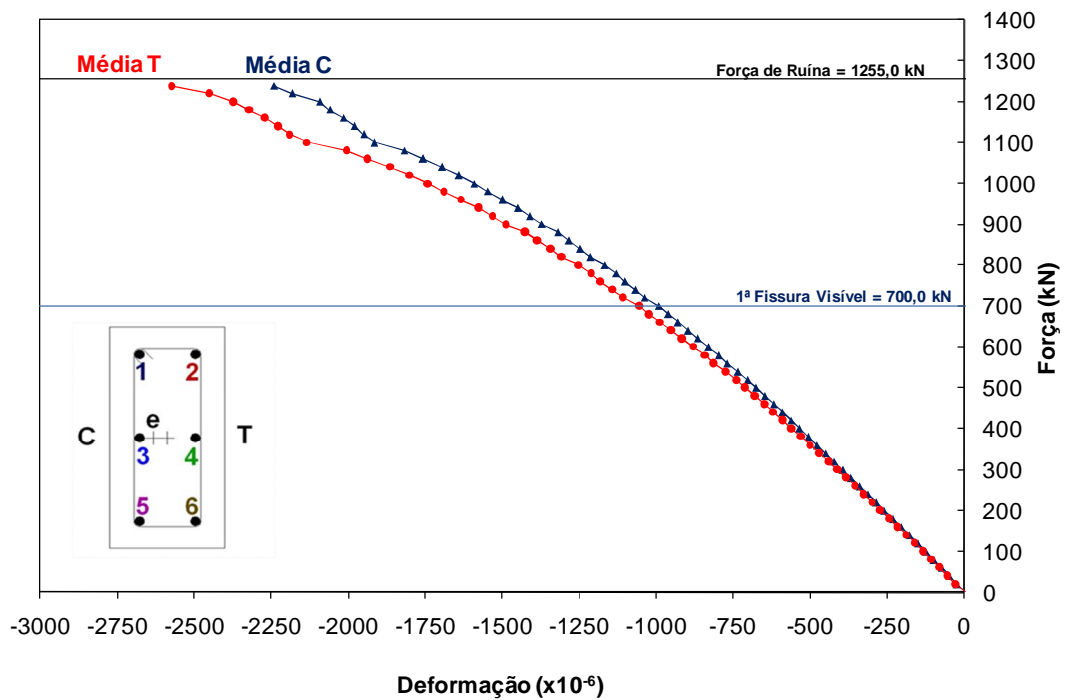


Figura 4.85 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 0-2

#### 4.6.19 Pilar PFN 15-2

O pilar PFN 15-2 apresentou bons resultados durante todas as fases de carregamento, apresentando um comportamento típico de flexo-compressão com pequena excentricidade, no qual a seção transversal permaneceu comprimida, evidenciado pelo não aparecimento de fissuras de tração.

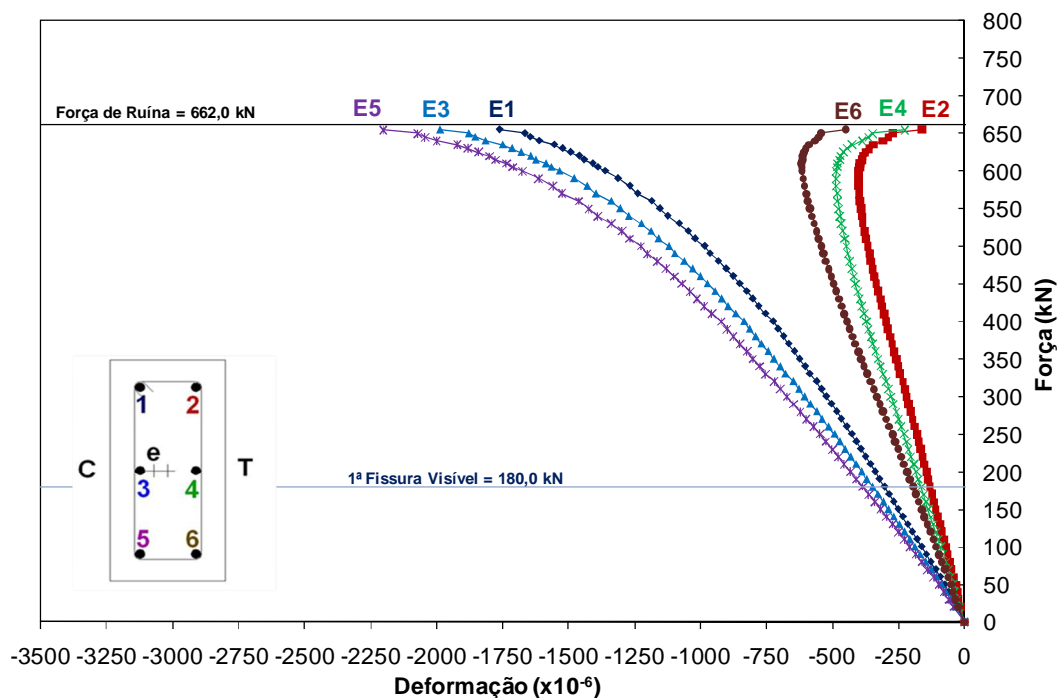


Figura 4.86 – Força versus deformação das armaduras – PFN 15-2

Foi observada uma fissura com a força de 180 kN, mas tal fissura certamente existia antes do início do ensaio e não tinha sido notada. As curvas registradas não acusam o surgimento de tal fissura.

Houve uma tendência bastante acentuada de redução da deformação na armadura menos comprimida, próximo à ruptura, devido aos efeitos de segunda ordem no pilar.

Verifica-se que nenhuma armadura chegou a escoar durante o ensaio. A maior deformação média registrada foi de 1,98 ‰ para a armadura mais comprimida, e de 0,28 ‰ para a armadura menos comprimida, correspondendo a 99 % da força de ruína do pilar.

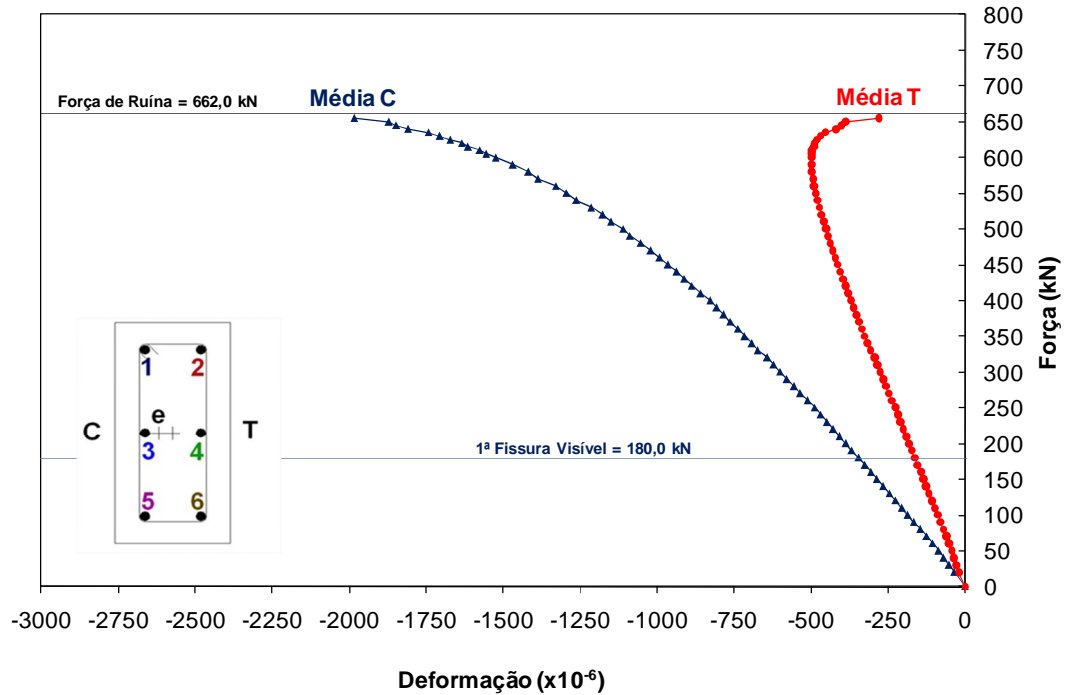


Figura 4.87 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 15-2

#### 4.6.20 Pilar PFN 24-2

O pilar PFN 24-2 apresentou bons resultados durante todo o ensaio, com uma pequena dispersão em relação à média aritmética das armaduras. O comportamento do pilar foi típico de flexo-compressão com grande excentricidade, com deformações nas armaduras apresentando valores de compressão e de tração, juntamente com o aparecimento de fissuras na região central do pilar.

Com pouco mais de 50% da força de ruína já se nota uma tendência de redução da deformação na armadura T devido aos efeitos de segunda ordem no pilar, efeito este que se acentua após a fissuração observada com 83,3% da força de ruína.

O pilar apresentou para um carregamento de 96 % da força de ruína (440 kN) uma deformação de 1,23 ‰ de compressão na armadura C e uma deformação de tração de 0,63 ‰ na armadura T, indicando o não escoamento da armadura até o fim do ensaio.

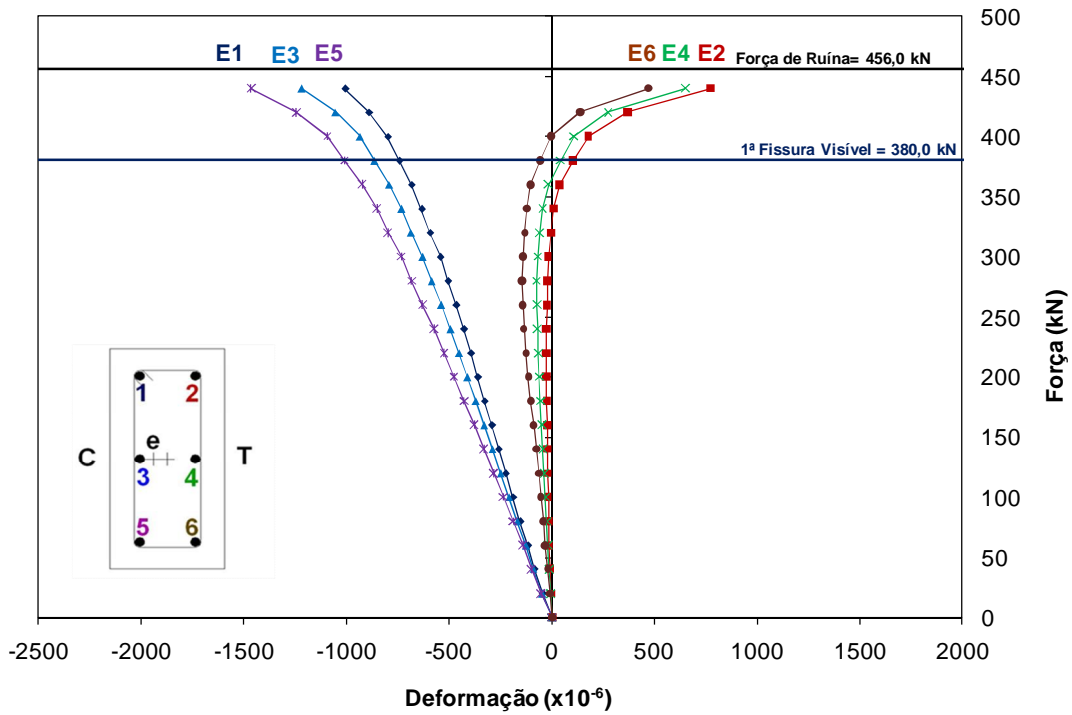


Figura 4.88 – Força versus deformação das armaduras – PFN 24-2

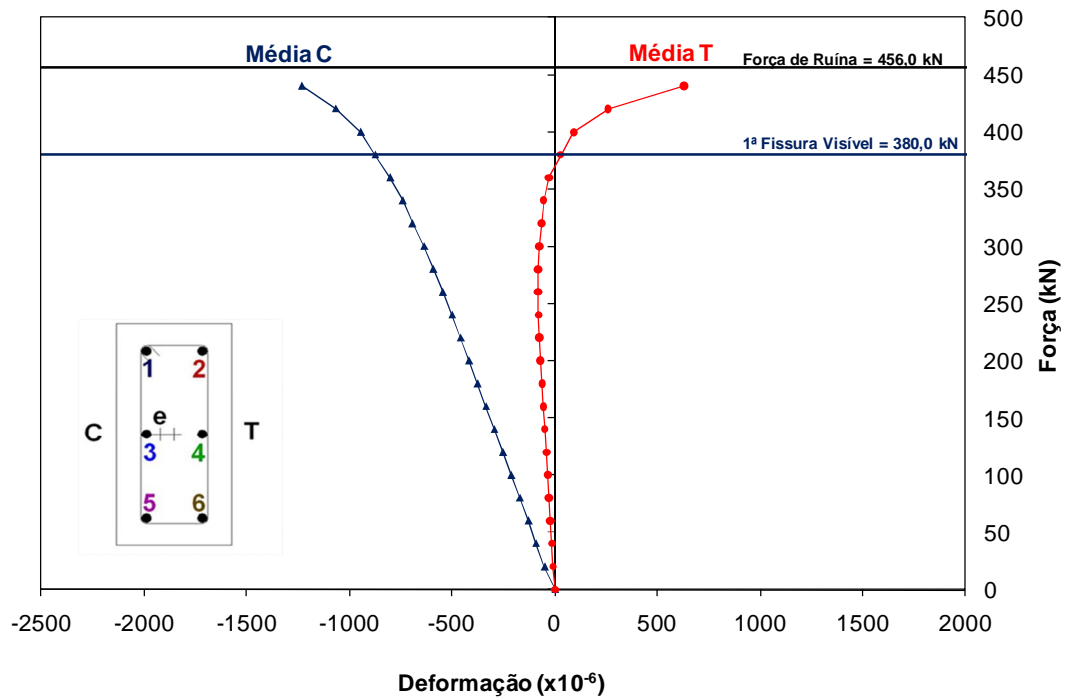


Figura 4.89 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 24-2

Percebe-se uma tendência da armadura tracionada apresentar uma curva assintótica próximo à ruptura. Isso provavelmente deve-se ao fato dos acréscimos dos momentos fletores na região central devido aos efeitos de segunda ordem serem preponderantes.

#### 4.6.21 Pilar PFN 30-2

O pilar PFN 30-2 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade. Os resultados de deformações na armadura apresentaram uma dispersão pequena em relação à média, evidenciando uma boa centralização do pilar e desprezíveis imperfeições geométricas.

Percebe-se no gráfico que a armadura T inicia o ensaio apresentando deformações de compressão, porém passa a apresentar uma tendência de redução da deformação antes mesmo na primeira fissura, devido aos efeitos de segunda ordem.

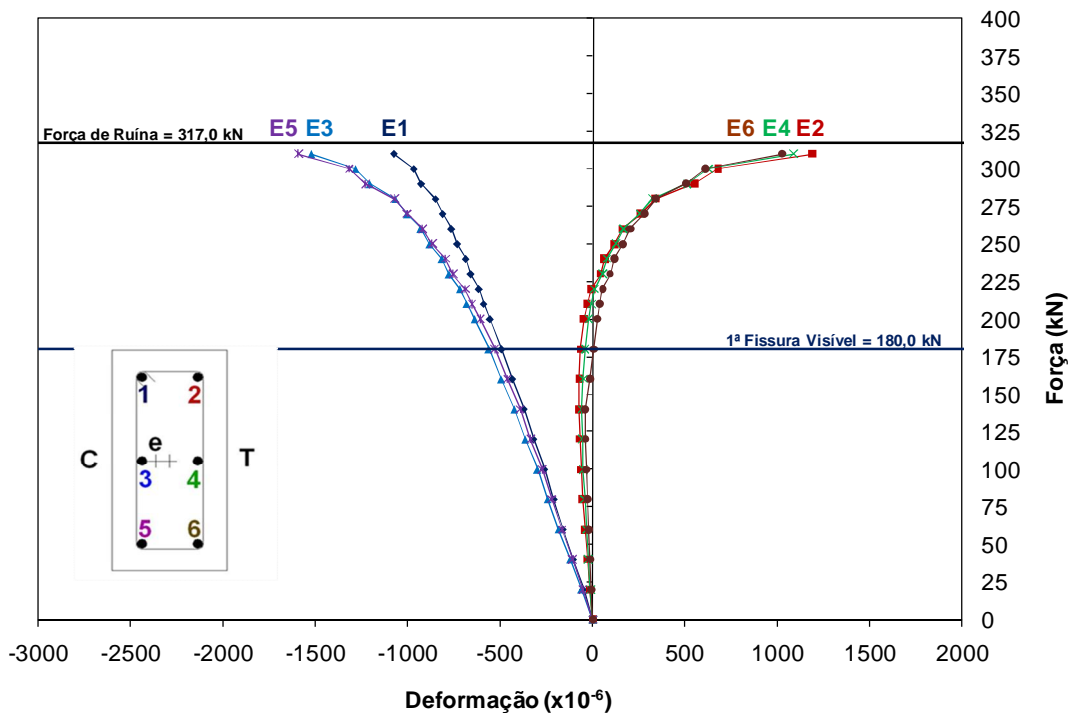


Figura 4.90 – Força versus deformação das armaduras – PFN 30-2



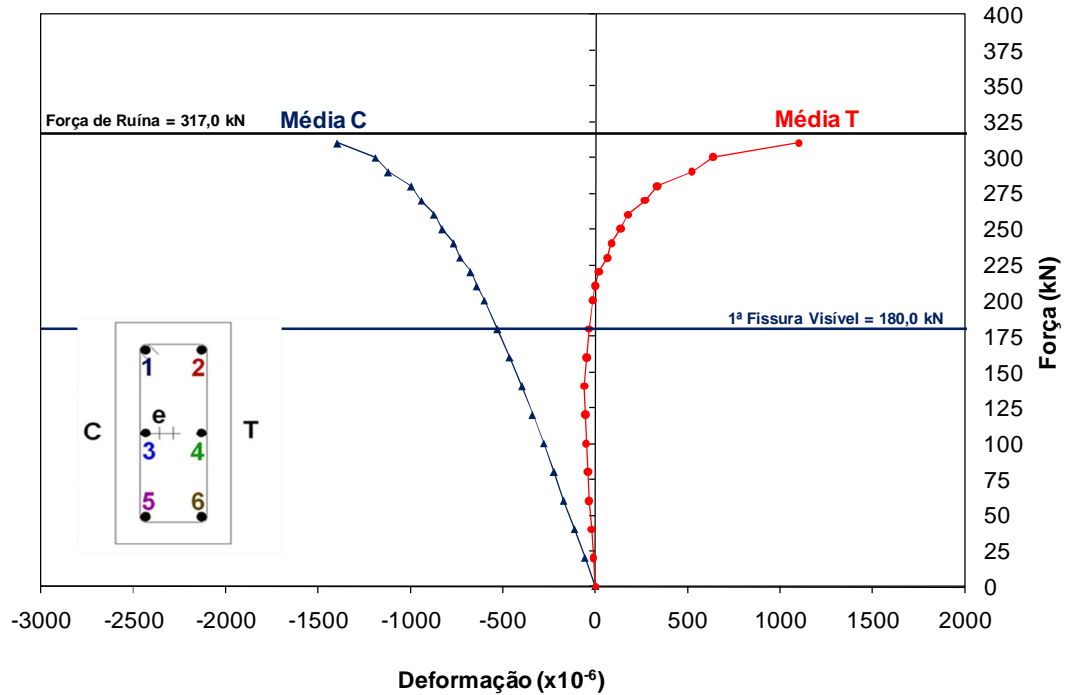


Figura 4.91 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 30-2

O pilar apresentou uma deformação de compressão média de 1,40 ‰ na armadura C e uma deformação de tração média de 1,10 ‰ na armadura T, a uma força de 310 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína, indicando o não escoamento da armadura até o fim do ensaio.

#### 4.6.22 Pilar PFN 40-2

O pilar PFN 40-2 apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade. A seção transversal apresentou tensões de tração e de compressão, comportamento evidenciado pelo aparecimento de fissuras na região central do pilar.

Os extensômetros E2, E4 e E6 apresentaram deformações de tração durante todas as fases de carregamento.

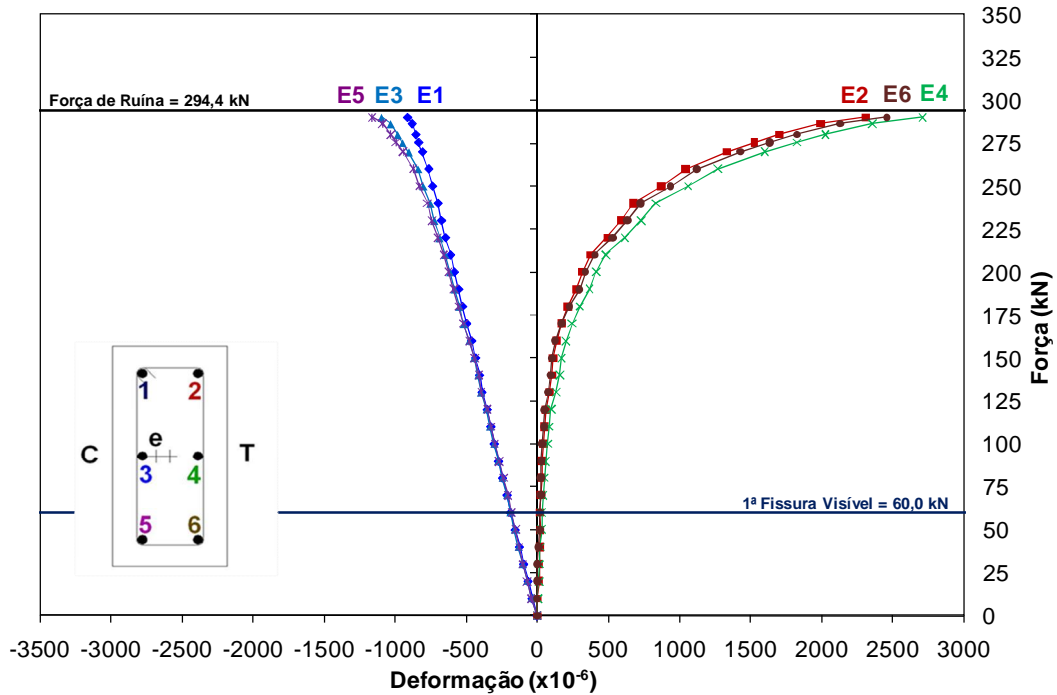


Figura 4.92 – Força versus deformação das armaduras – PFN 40-2

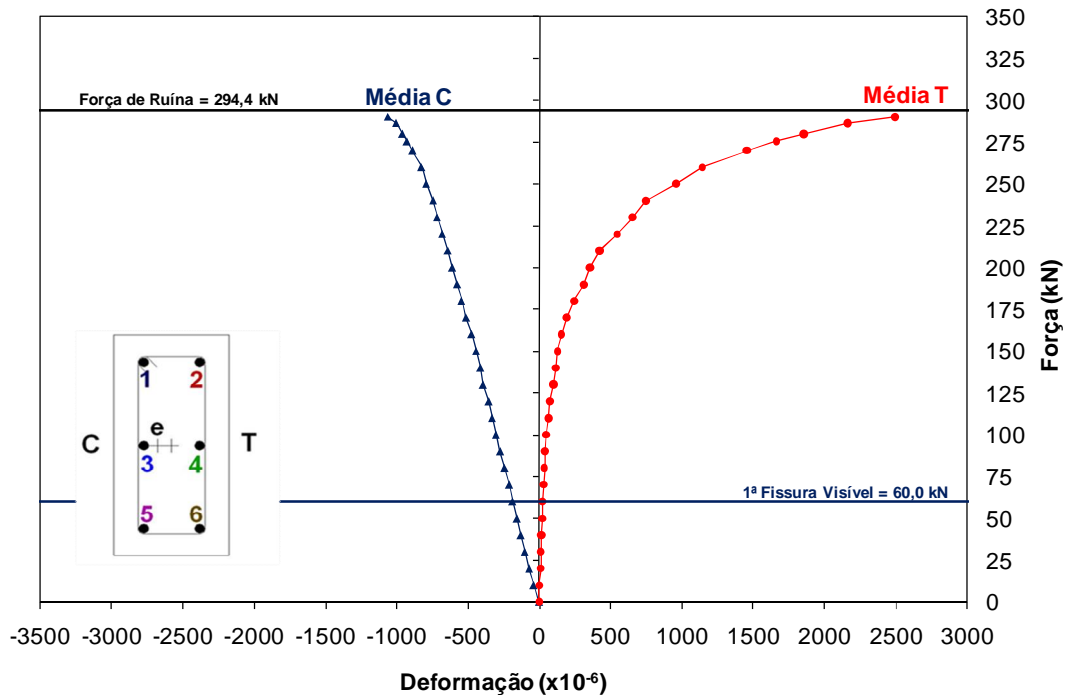


Figura 4.93 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 40-2

Foram registradas deformações médias de compressão na armadura comprimida de 1,02 % e deformações médias de tração de 2,49 %, para uma força de 290 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína, apresentando uma tendência de escoamento da armadura tracionada até o instante da ruína.

#### 4.6.23 Pilar PFN 50-2

O pilar PFN 50-2 apresentou um comportamento de flexo-compressão com grande excentricidade, apresentando tensões de tração e de compressão na seção transversal, comportamento evidenciado pelo aparecimento de fissuras durante o ensaio.

Verifica-se na Figura 4.94 grandes deformações nas armaduras tracionadas, evidenciando o escoamento da armadura próximo à força de 225 kN. A armadura comprimida não chegou a escoar durante o ensaio.

Percebe-se um comportamento assintótico da curva das armaduras tracionadas próximo à ruptura do pilar, com uma grande influência do momento fletor aplicado no pilar em relação à força normal. O comportamento assintótico deve-se predominantemente aos efeitos de segunda ordem, pois tendem a submeter o pilar a uma instabilidade do equilíbrio e conseqüentemente à ruptura após um pequeno acréscimo de força.

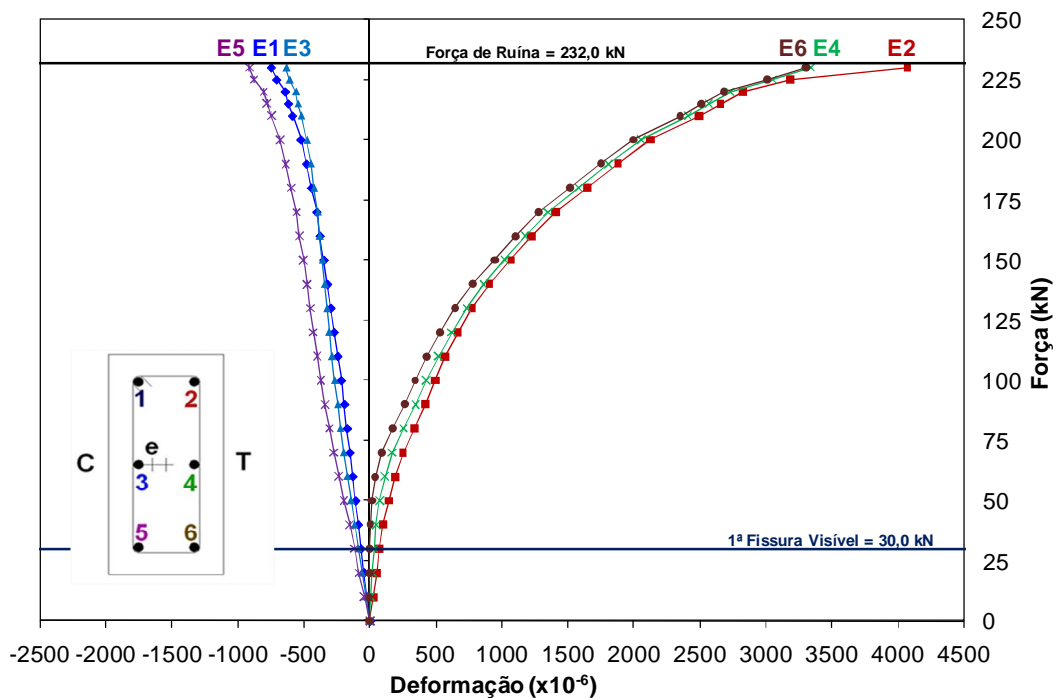


Figura 4.94 – Força versus deformação das armaduras – PFN 50-2

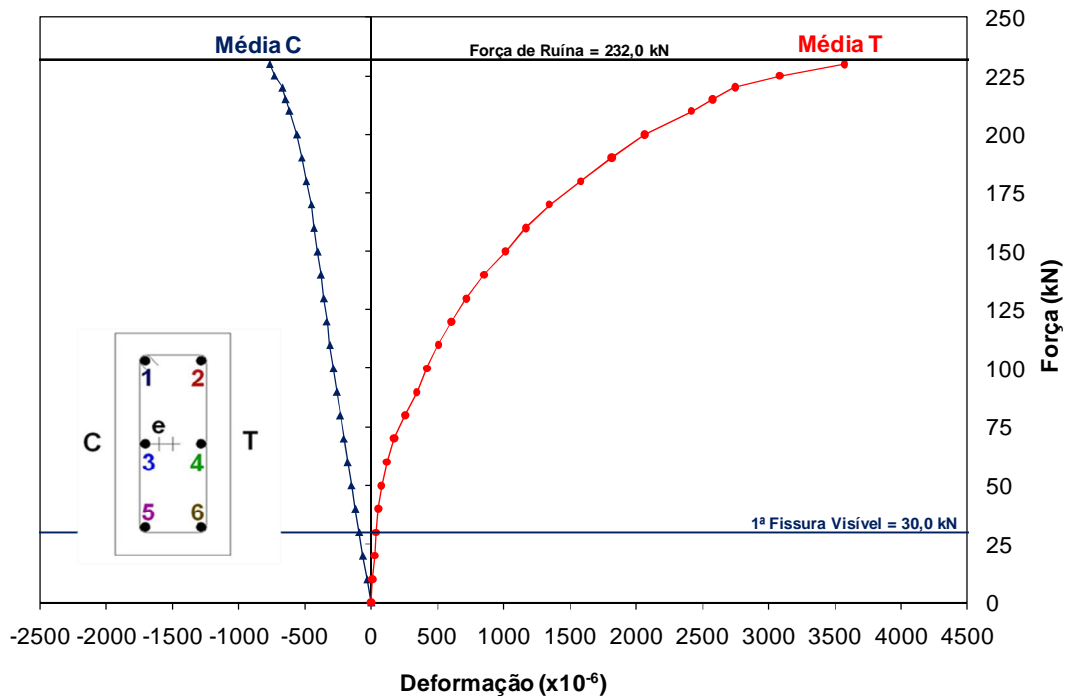


Figura 4.95 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 50-2

As armaduras T apresentaram deformações de tração desde o início do ensaio, evidenciando a preponderância dos momentos fletores em relação à força normal.

Percebe-se que o comportamento do pilar PFN 50-2 foi semelhante ao comportamento do pilar PFN 40-2, porém apresentando uma perda prematura de rigidez percebida pelo aparecimento da primeira fissura a uma força de 30 kN.

Verifica-se no gráfico grandes incrementos de deformações próximo à ruptura do pilar, justificado pelos efeitos de segunda ordem.

A maior deformação média registrada foi de 0,76 ‰ na armadura comprimida e de 3,57 ‰ na armadura tracionada, evidenciando o escoamento da armadura tracionada.

#### 4.6.24 Pilar PFN 60-2

O pilar PFN 60-2 apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade, com grandes deformações na armadura tracionada e grandes fissuras no pilar ensaiado.

Os extensômetros E1, E3 e E5 apresentaram valores um pouco dispersos em relação à média, evidenciando uma flexo-compressão na direção de maior inércia da seção transversal. O extensômetro E1 apresentou uma deformação máxima de compressão de 1,01 ‰ e o extensômetro E5 apresentou uma deformação máxima de 0,34 ‰ para uma força de 195 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína do pilar. Apesar dessa diferença, a média entre as deformações dos extensômetros extremos E1 e E5 foi de 0,67 ‰, igual à média entre os 3 extensômetros E1, E3 e E5 da face C para o mesmo nível de carregamento.

O extensômetro E6 apresentou uma diferença entre as leituras dos extensômetros E2 e E4, principalmente após a força de 60 kN, porém esta diferença foi diminuindo até o fim do ensaio, como pode-se observar no gráfico.

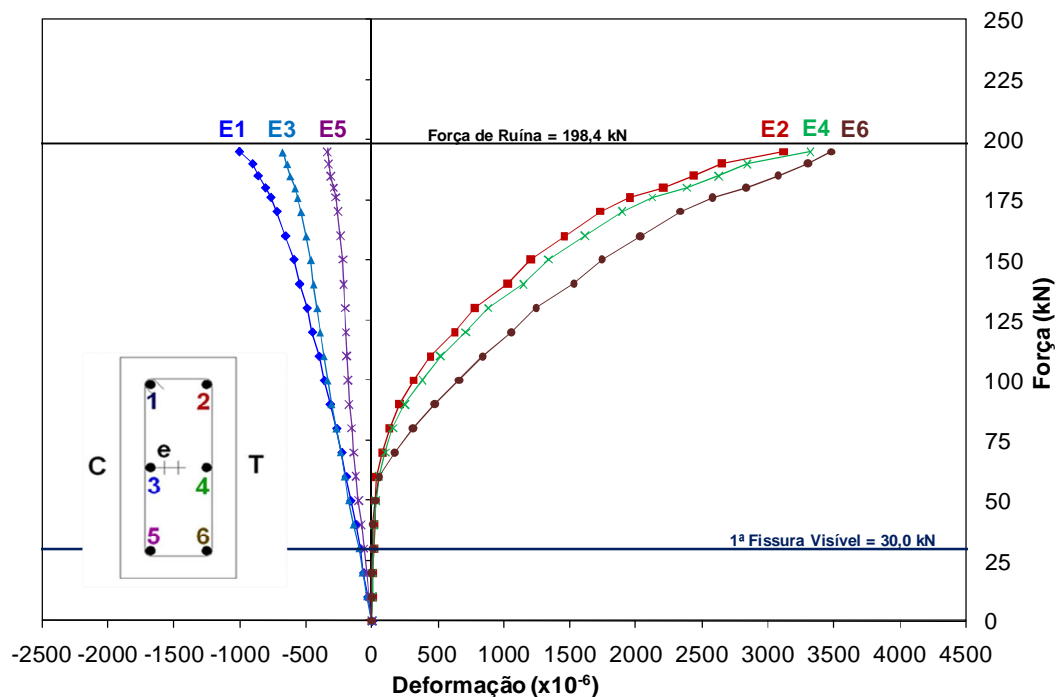


Figura 4.96 – Força versus deformação das armaduras – PFN 60-2

O comportamento do pilar PFN 60-2 foi semelhante ao comportamento dos pilares PFN 50-2 e PFN 40-2, apresentando deformações de tração na armadura desde as primeiras fases de carregamento.

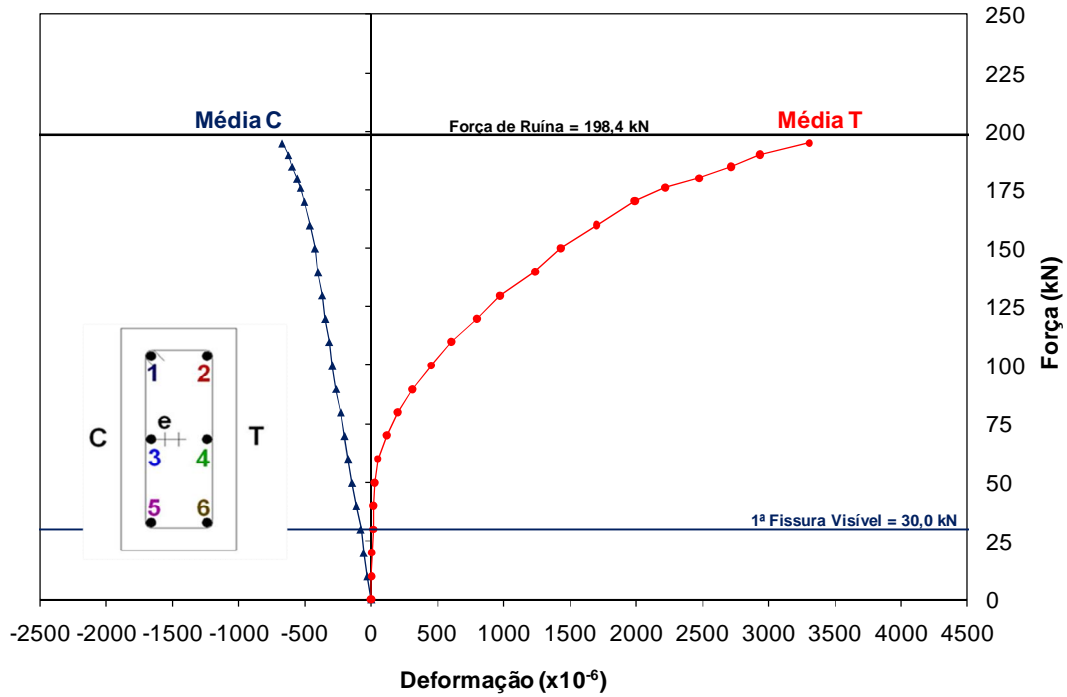


Figura 4.97 – Força versus deformação média das armaduras – PFN 60-2

#### 4.6.25 Pilares Agrupados por Série

A seguir são apresentados os gráficos das deformações médias nas armaduras dos pilares de cada série de ensaios numa mesma escala, para uma análise geral do comportamento.

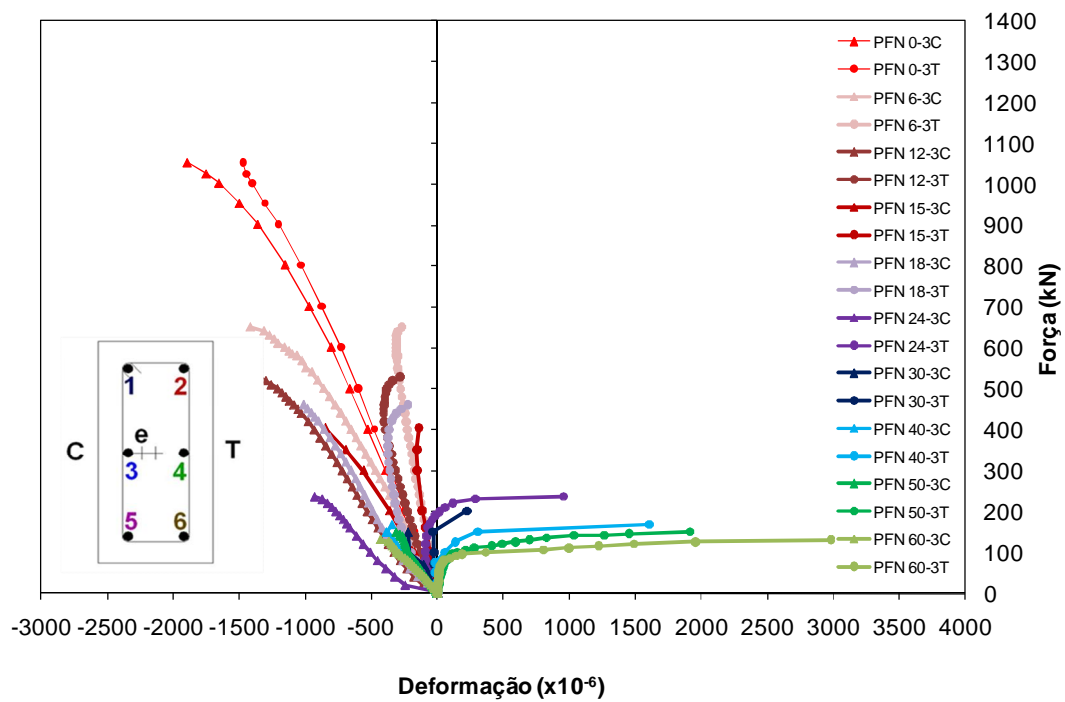


Figura 4.98 – Força versus deformação média das armaduras – Série 1

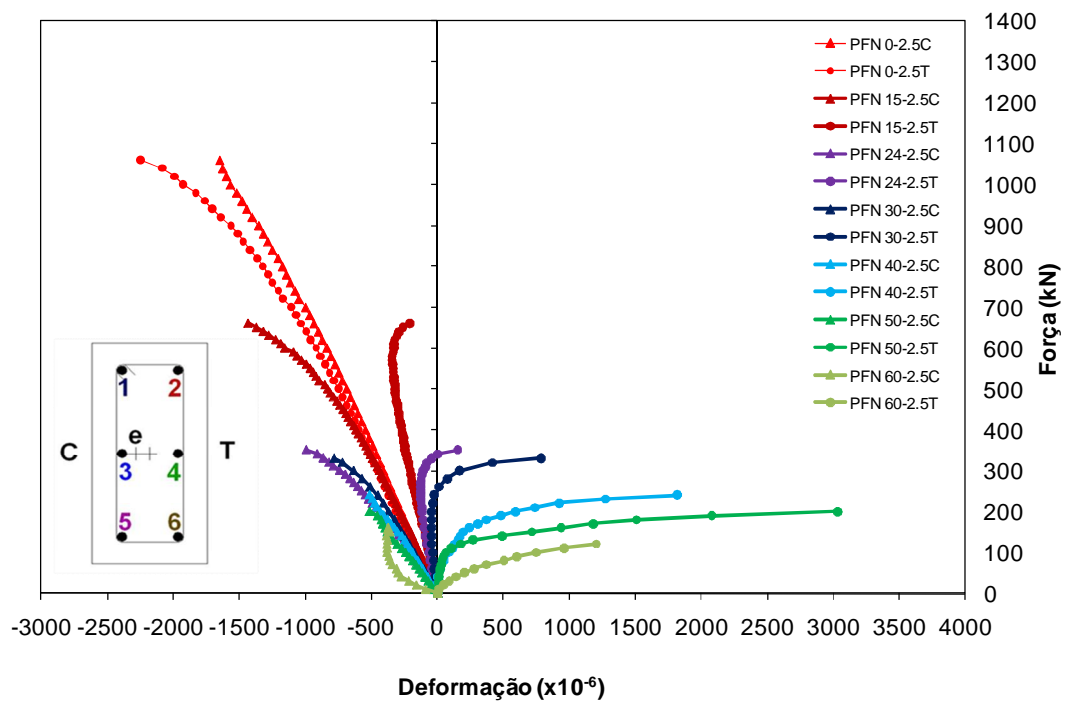


Figura 4.99 – Força versus deformação média das armaduras – Série 2

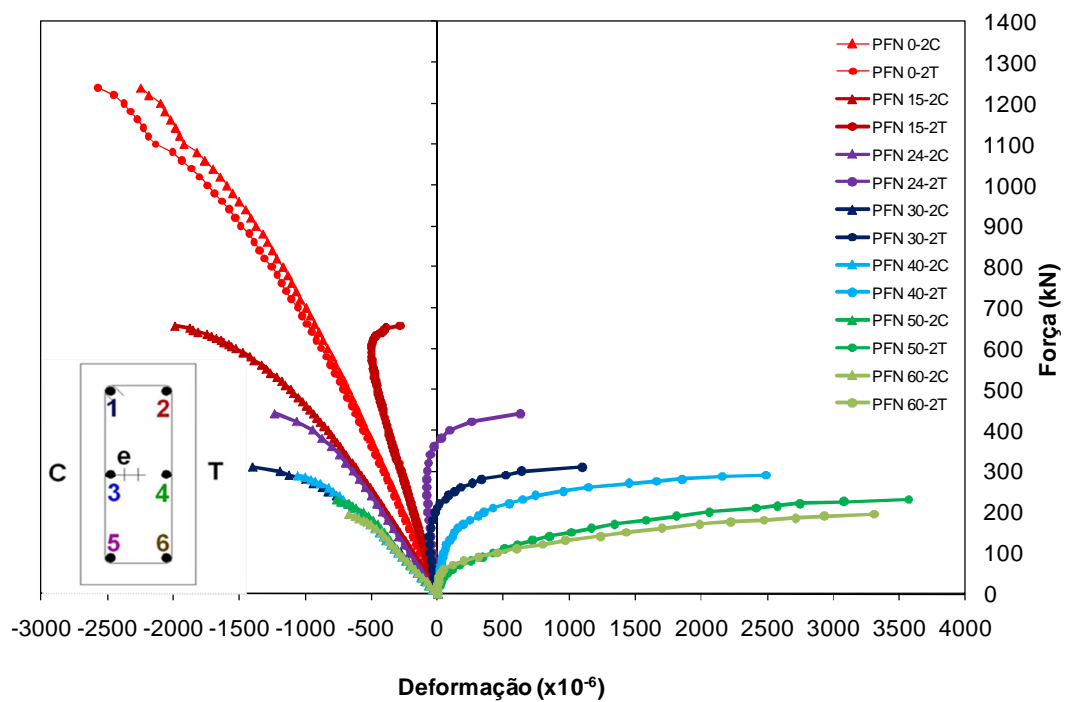


Figura 4.100 – Força versus deformação média das armaduras – Série 3

Verifica-se no gráfico da Figura 4.98 que os pilares da Série 1 apresentaram, de um modo geral, um bom comportamento durante os ensaios. Mesmo os pilares com menor excentricidade, PFN 0-3, PFN 6-3, PFN 12-3, PFN 15-3 e PFN 18-3, e que, conseqüentemente, sofreram menos os efeitos de segunda ordem, apresentaram um comportamento no qual houve uma tendência de redução da deformação na armadura menos comprimida durante o ensaio.

Fica evidenciado que a curva relativa ao pilar PFN 24-3 apresenta maiores deformações na armadura tracionada do que no pilar PFN 30-3. Isto se deve ao fato de ter sido aplicado um passo de força grande na última etapa de carregamento do pilar PFN 30-3, tendo a última leitura de deformações sido registrada para uma força igual a apenas 78,5% da força de ruína.

Para os pilares PFN 30-3, PFN 40-3, PFN 50-3 e PFN 60-3, verifica-se que todos apresentaram deformações de tração na armadura, ficando evidente o escoamento da armadura dos pilares PFN 50-3 e PFN 60-3 e a tendência de escoamento da armadura do pilar PFN 40-3.

Para os pilares da Série 2, verifica-se que os resultados foram bastante interessantes, evidenciando um menor efeito de segunda ordem nos pilares, como observado pelo pilar PFN 15- 2,5 em relação ao PFN 15-3, que apresentaram etapas antes da ruptura deformações de compressão na armadura menos comprimida, porém o pilar PFN 15-3, mais esbelto, já apresentando fissuras na região central, devido a uma curvatura maior.

Tal como os pilares da Série 1, todos os pilares da Série 2 apresentaram um comportamento com tendência de redução da deformação na armadura T na parte final dos ensaios.

Fica evidente que a armadura tracionada do pilar PFN 50-2,5 escoou durante o ensaio e que as armaduras dos pilares PFN 40-2,5 e PFN 60-2,5 apresentaram uma tendência de escoamento até o fim dos ensaios. Nota-se ainda que as armaduras do pilar PFN 60-2,5 apresentaram um comportamento distinto daquele dos demais pilares, apresentando uma perda de rigidez prematura em relação à tendência observada nos outros ensaios da mesma



série. Isso pode ter sido causado por fissuração prévia por retração ou manuseio, erro na centralização do pilar no pórtico ou imperfeições geométricas no pilar.

Para a Série 3, observa-se um bom comportamento dos pilares nos ensaios, apresentando uma tendência de aumento das deformações nas armaduras tracionadas com o aumento da excentricidade, o que era esperado, evidenciando o escoamento das armaduras dos pilares PFN 40-2, PFN 50-2 e PFN 60-2. O ensaio do pilar PFN 0-2 foi afetado pela necessidade da troca da bomba hidráulica, como já foi comentado, e teve ruptura por fendilhamento ou esmagamento do concreto na extremidade, sendo recomendado seu re-ensaio.

Em relação aos efeitos de segunda ordem, percebe-se que os pilares da Série 3 sofreram menos a influência dos efeitos de segunda ordem em relação aos pilares das Séries 1 e 2, como esperado. É verificado que os pilares da Série 3 apresentaram maiores deformações finais nas armaduras que os pilares das Séries 1 e 2. Isso deve-se ao fato dos pilares estarem menos sujeitos à instabilidade do equilíbrio.

#### **4.7 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO**

Da Figura 4.101 à Figura 4.148 são apresentados os gráficos das deformações do concreto nos pilares ensaiados. Os pilares PFN 0-3, PFN 15-3 e PFN 0-2,5 foram instrumentados tanto na face comprimida quanto na face tracionada. O pilar PFN 0-2 não foi instrumentado nas duas faces, porém, verificou-se que esta falta de instrumentação não afetou as conclusões obtidas nos ensaios, devido à pequena esbeltez do pilar.

Os pilares PFN 30-3, PFN 40-3, PFN 50-3 e PFN 60-3 foram instrumentados com apenas dois extensômetros na face comprimida, enquanto os demais foram instrumentados com três extensômetros para uma melhor avaliação das tensões na face comprimida do pilar, com os extensômetros posicionados no alinhamento da armadura.

Juntamente com os gráficos das deformações dos extensômetros individuais são apresentados os gráficos das médias das deformações em cada face do pilar, seja ela comprimida ou tracionada, dependendo da instrumentação realizada. Note-se que a escala vertical e a escala horizontal mudam de gráfico para gráfico.

#### 4.7.1 Pilar PFN 0-3

O pilar PFN 0-3 foi instrumentado na face comprimida e na face tracionada, seguindo o alinhamento da armadura longitudinal do pilar, devido a não se saber que face ficaria mais comprimida. Este pilar foi um dos primeiros a serem ensaiados e foi verificada posteriormente a necessidade de se instrumentar a face comprimida do concreto no alinhamento da armadura longitudinal para melhor análise dos resultados.

O pilar PFN 0-3 (compressão centrada) apresentou deformações de compressão em ambas as faces, como esperado. O extensômetros EC1 e EC2 apresentaram deformações de compressão de 1,77 ‰ e 2,03 ‰, respectivamente, no instante da ruína, enquanto os extensômetros ET1 e ET2 apresentaram deformações de compressão de 0,83 ‰ e 1,47 ‰. A média das deformações nas faces C e T foi de 1,90 ‰ e 1,15 ‰, respectivamente.

Os extensômetros ET1 e ET2 apresentaram uma perda de compressão momentos antes da ruptura, devido à excentricidade de segunda ordem que surgiu devido às imperfeições do eixo do pilar, à excentricidade accidental inicial e ao comportamento não linear do concreto.

A Figura 4.101 mostra o gráfico das deformações registradas do pilar PFN 0-3.

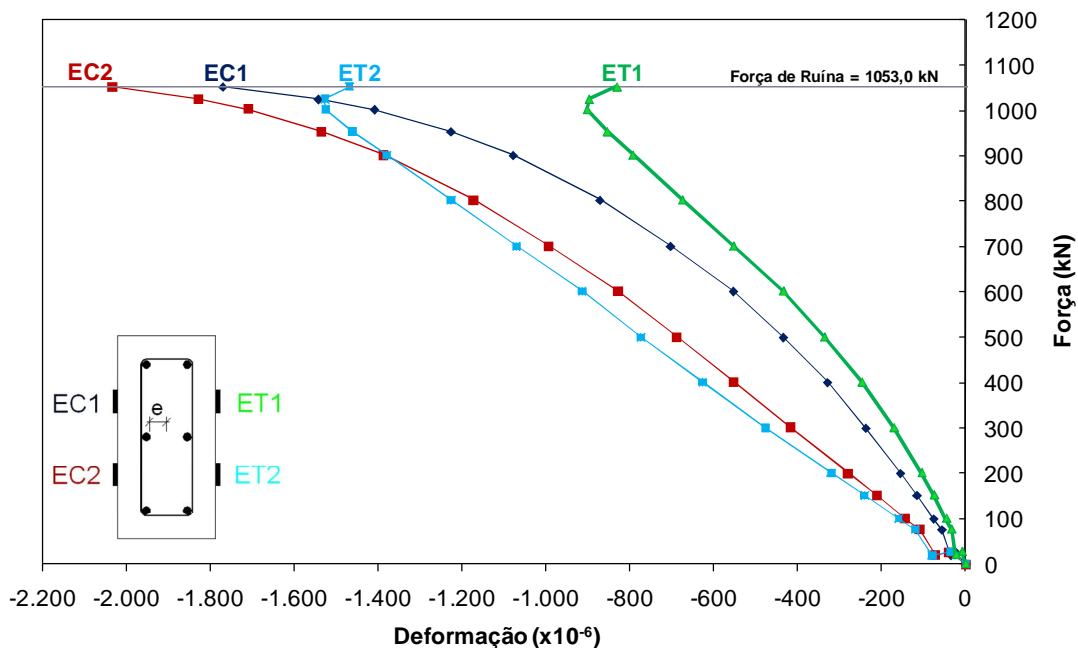


Figura 4.101 – Força versus deformação do concreto – PFN 0-3

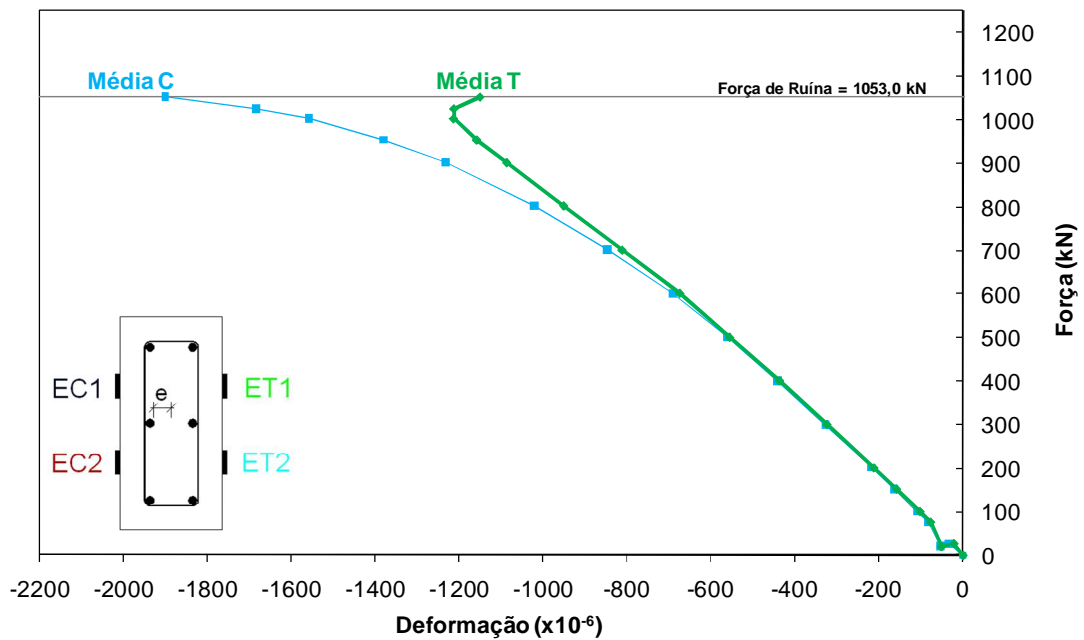


Figura 4.102 – Força versus deformação média do concreto – PFN 0-3

O concreto já apresentava deformações em torno de 2,0 ‰ evidenciando a ruptura do pilar por esmagamento do concreto.

#### 4.7.2 Pilar PFN 6-3

O pilar PFN 6-3 foi instrumentado na face comprimida, seguindo o alinhamento da armadura longitudinal do pilar.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 apresentaram deformações de compressão de 1,63 ‰, 2,08 ‰ e 2,18 ‰, respectivamente, com uma média aritmética de 1,96 ‰ de deformação de compressão no momento da ruptura.

A diferença de leitura entre os extensômetros EC1 e EC3 foi de 0,55 ‰, confirmando o surgimento de uma pequena excentricidade na direção perpendicular à excentricidade aplicada. A Figura 4.103 mostra as deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 posicionados na face comprimida do concreto.

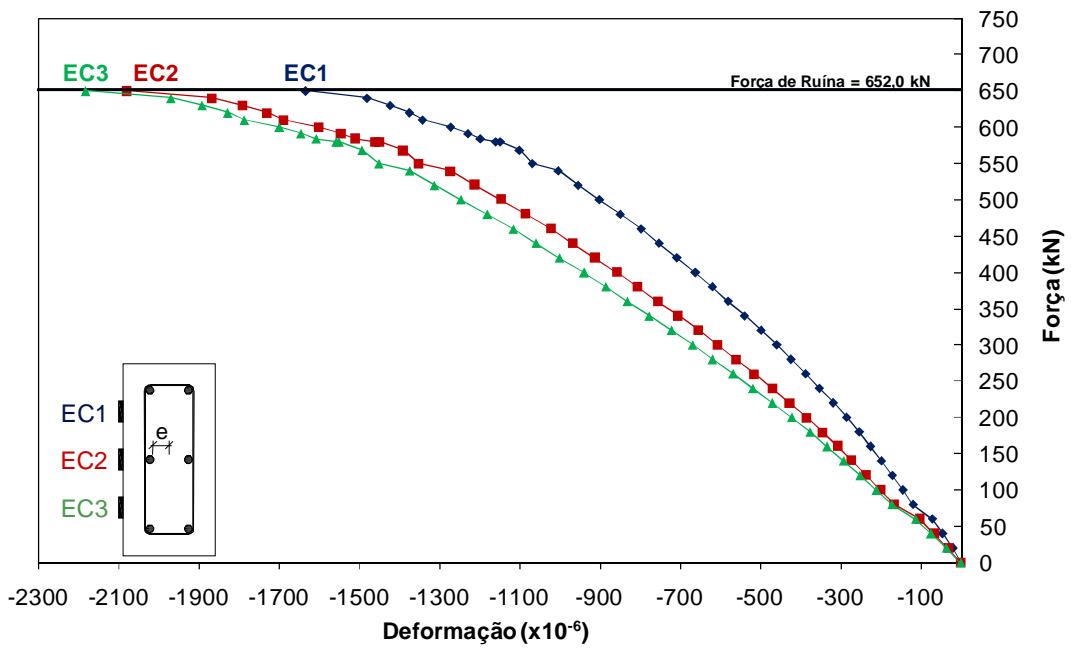


Figura 4.103 – Força versus deformação do concreto – PFN 6-3

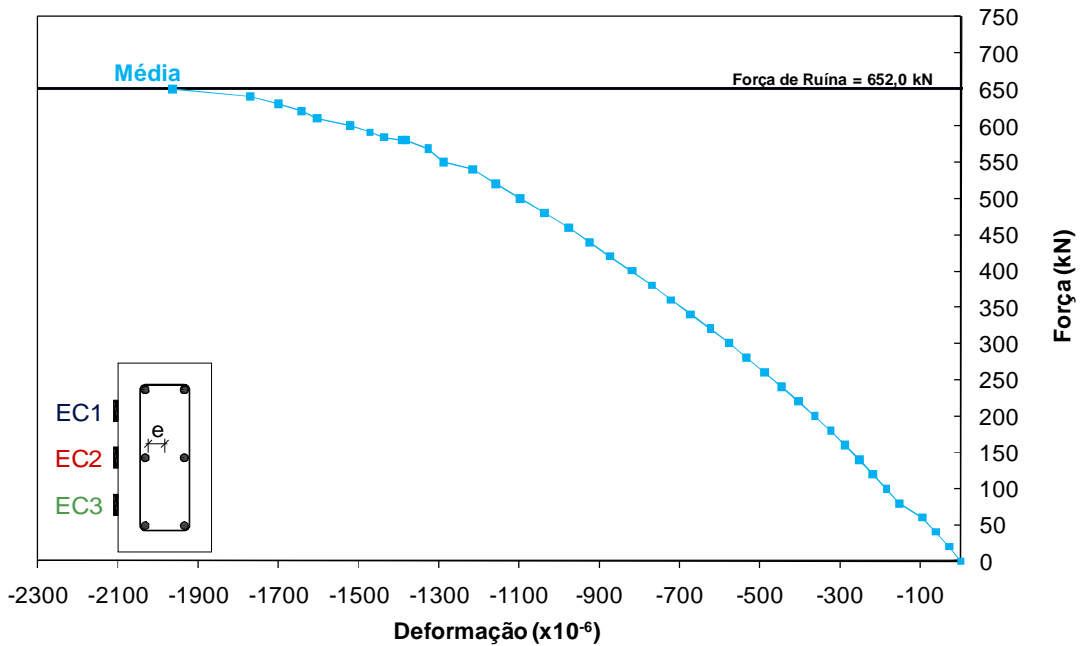


Figura 4.104 – Força versus deformação média do concreto – PFN 6-3

Percebe-se que na última leitura realizada o concreto já apresentava deformações além de 2,0 % evidenciando a ruptura do pilar por esmagamento do concreto, característica de Domínio 5.

### 4.7.3 Pilar PFN 12-3

O pilar PFN 12-3 foi instrumentado na face comprimida, seguindo o alinhamento da armadura longitudinal do pilar.

Percebe-se no gráfico da Figura 4.105 um bom comportamento do pilar durante o ensaio, de acordo com as medições de deformações na face comprimida, com o extensômetro EC1 apresentando uma deformação superior às de EC2 e EC3 até a força de 380 kN, 71 % da força de ruína, quando passou a apresentar deformações intermediárias.

Na força de 530 kN, 99 % da força de ruína, o extensômetro EC1 apresentou uma deformação de 1,83 ‰, bem próxima à deformação do extensômetro EC2, 1,81 ‰, e o extensômetro EC3 apresentou uma deformação de 2,01 ‰.

Percebe-se na Figura 4.105 o aparecimento de uma pequena excentricidade na direção perpendicular à excentricidade aplicada.

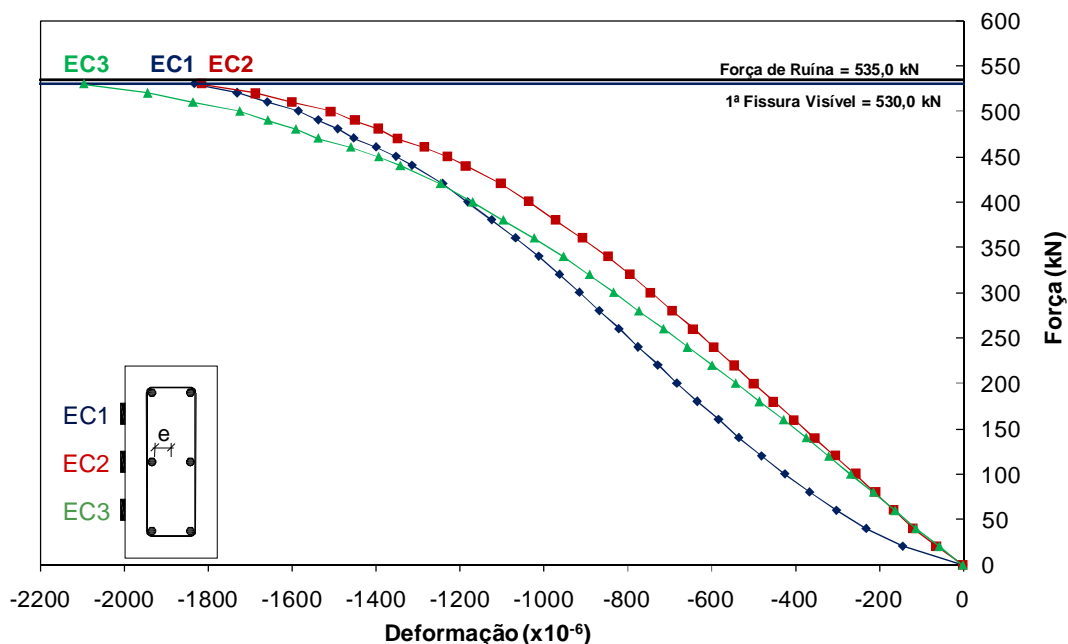


Figura 4.105 – Força versus deformação do concreto – PFN 12-3

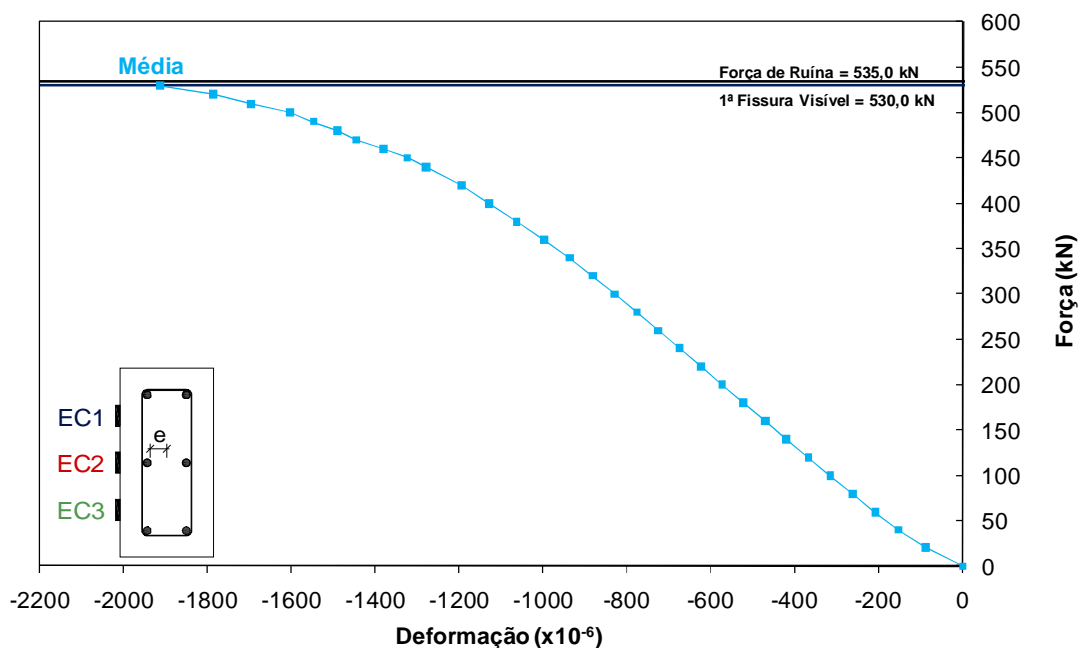


Figura 4.106 – Força versus deformação média do concreto – PFN 12-3

A face comprimida do concreto já apresentava deformações em torno de 2,0 ‰ próximo à ruptura, evidenciando a ruptura do pilar por esmagamento do concreto, ainda não apresentando deformações de tração na seção central do concreto.

#### 4.7.4 Pilar PFN 15-3

O pilar PFN 15-3 foi instrumentado entre as armaduras longitudinais, tanto na face C quanto na face T. Este pilar foi um dos primeiros a serem ensaiados e foi verificada posteriormente a necessidade de se instrumentar a face comprimida do concreto no alinhamento da armadura longitudinal para melhor análise dos resultados.

A diferença entre as leituras dos extensômetros EC1 e EC2 foi de 0,16 ‰ e entre os extensômetros ET1 e ET2 foi de 0,03 ‰, apresentando uma excentricidade insignificante na direção perpendicular à excentricidade aplicada.

Os extensômetros EC1 e EC2 apresentaram valores de deformação de compressão de 1,18 ‰ e 1,34 ‰, respectivamente, e os extensômetros ET1 e ET2 apresentaram valores de deformação de tração de 0,27 ‰ e 0,24 ‰, respectivamente, para uma força de 404,0 kN,

correspondendo a 90,5 % da força de ruína do pilar. A Figura 4.107 mostra as deformações registradas durante o ensaio.

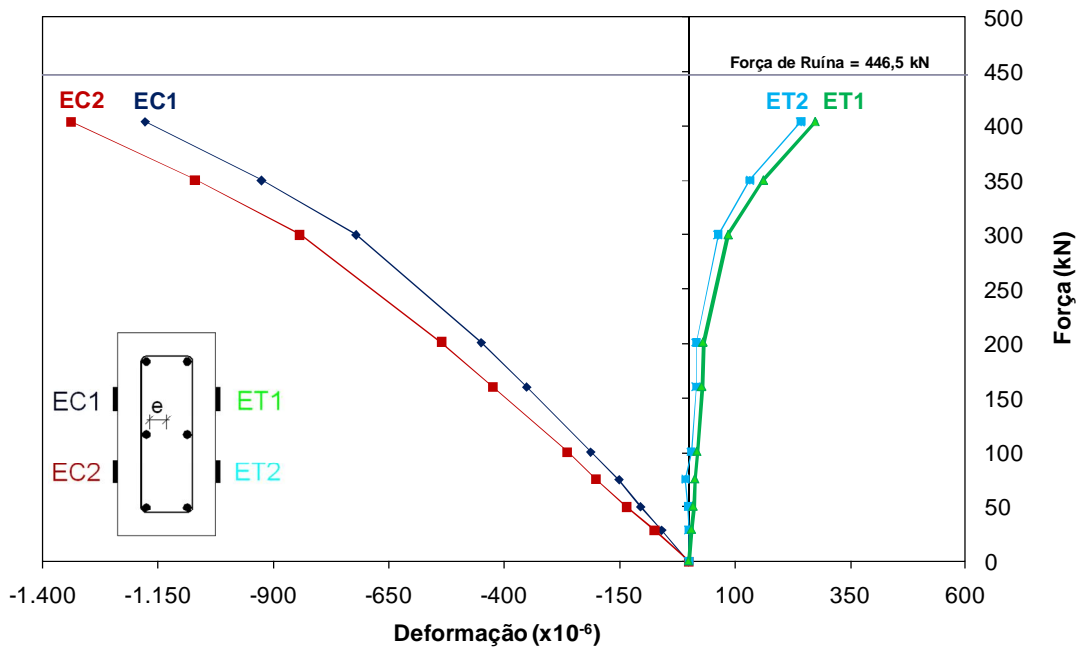


Figura 4.107 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-3

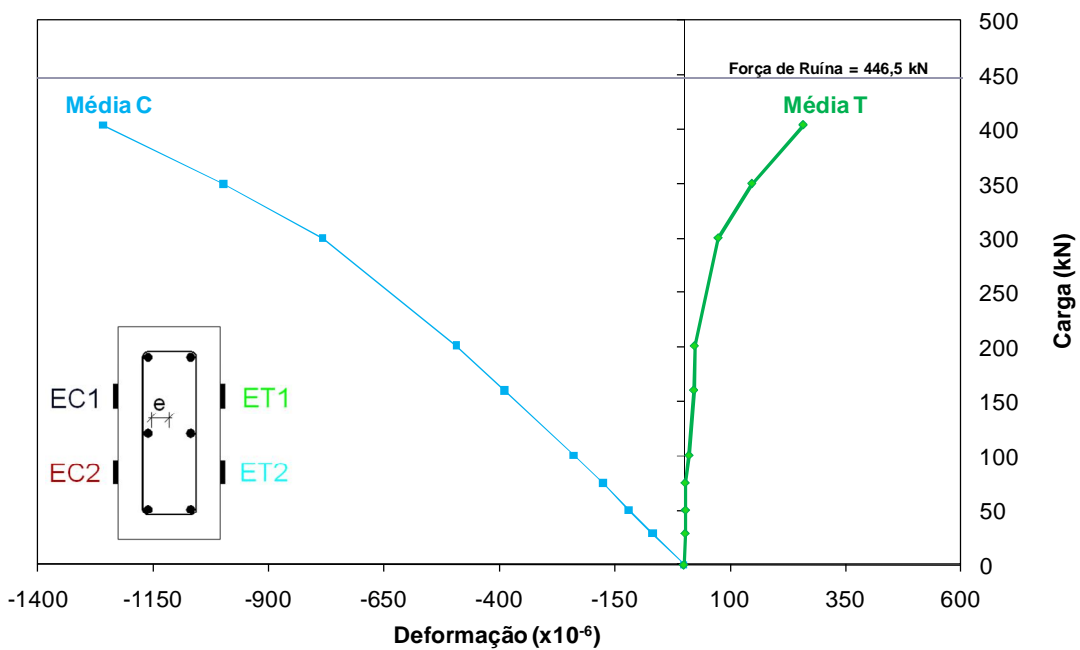


Figura 4.108 – Força versus deformação média do concreto – PFN 15-3

Percebe-se uma tendência de esmagamento do concreto comprimido no final do ensaio, haja vista que foi verificada uma tendência das deformações no concreto entrarem numa

curva assintótica próximo à ruptura. Melhores conclusões poderiam ser consideradas caso houvesse sido aplicado um passo de força menor, principalmente próximo à ruptura.

#### 4.7.5 Pilar PFN 18-3

O pilar PFN 18-3 foi instrumentado somente na face comprimida com três extensômetros no mesmo alinhamento da armadura.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 apresentaram valores de deformação de compressão de 1,29 ‰, 1,28 ‰ e 1,21 ‰, respectivamente, para uma força de 460,2 kN, correspondendo a 99,9 % da força de ruína, sendo os últimos dados registrados pelo sistema de aquisição de dados.

A diferença entre as leituras dos extensômetros EC1 e EC3, foi de 0,08 ‰ e a média dos extensômetros foi de 1,25 ‰, para uma força de 460,2 kN, evidenciando uma excentricidade insignificante na direção perpendicular à excentricidade aplicada.

Percebe-se na Figura 4.109 um comportamento irregular do pilar durante o ensaio, com os três extensômetros apresentando deformações diferentes para a mesma força indicando uma excentricidade não prevista na direção perpendicular à da excentricidade aplicada.

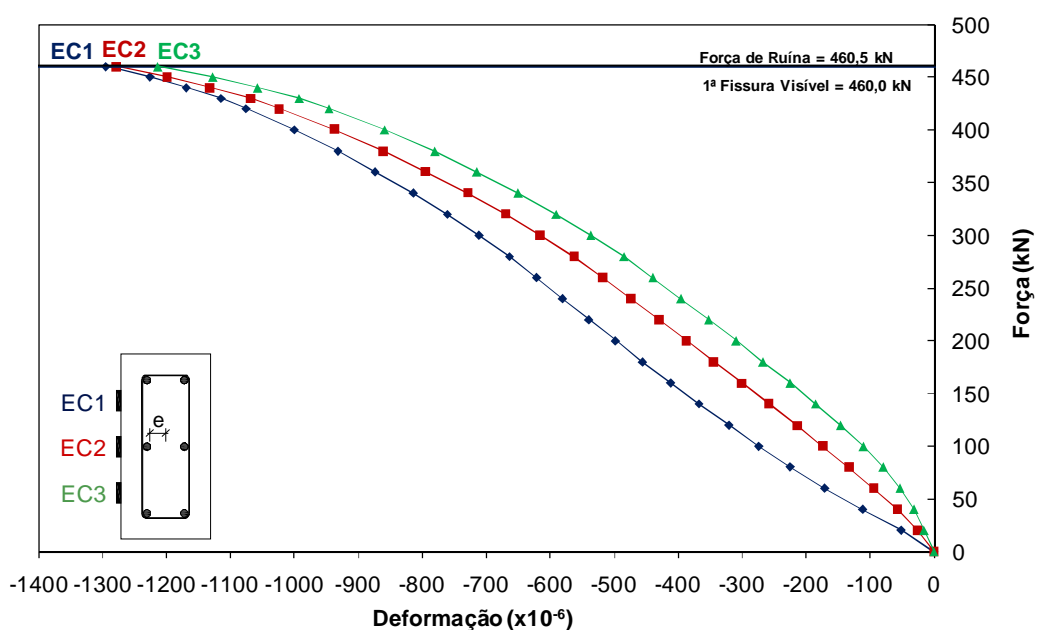


Figura 4.109 – Força versus deformação do concreto – PFN 18-3



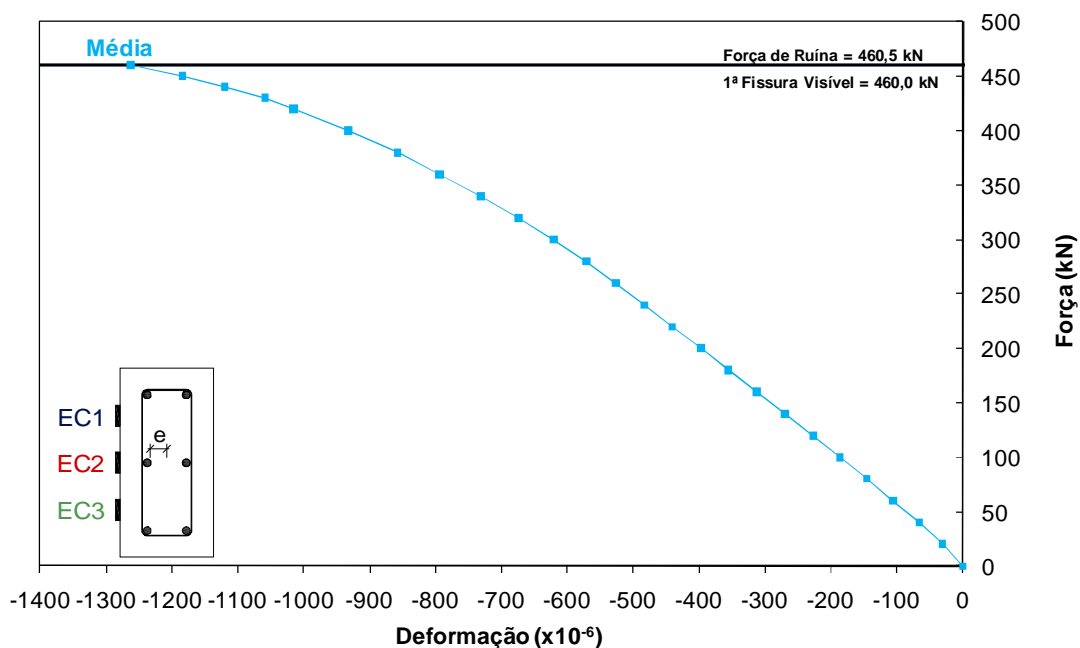


Figura 4.110 – Força versus deformação média do concreto – PFN 18-3

Nota-se no gráfico que existe uma tendência de ruptura do pilar por esmagamento do concreto até o fim do ensaio, já que a armadura não chegou a escoar até o fim do experimento.

#### 4.7.6 Pilar PFN 24-3

O pilar PFN 24-3 foi instrumentado apenas na face comprimida, com os extensômetros posicionados no alinhamento da armadura.

O extensômetro EC1 apresentou um comportamento irregular na primeira etapa do carregamento. Como foi observado nas figuras 4.60 e 4.61, uma possível explicação seria a presença de uma fissura prévia que atingiu EC1 mas não atingiu EC2 e EC3. Após o fechamento dessa fissura, tanto o concreto como a armadura passaram a se comportar coerentemente.

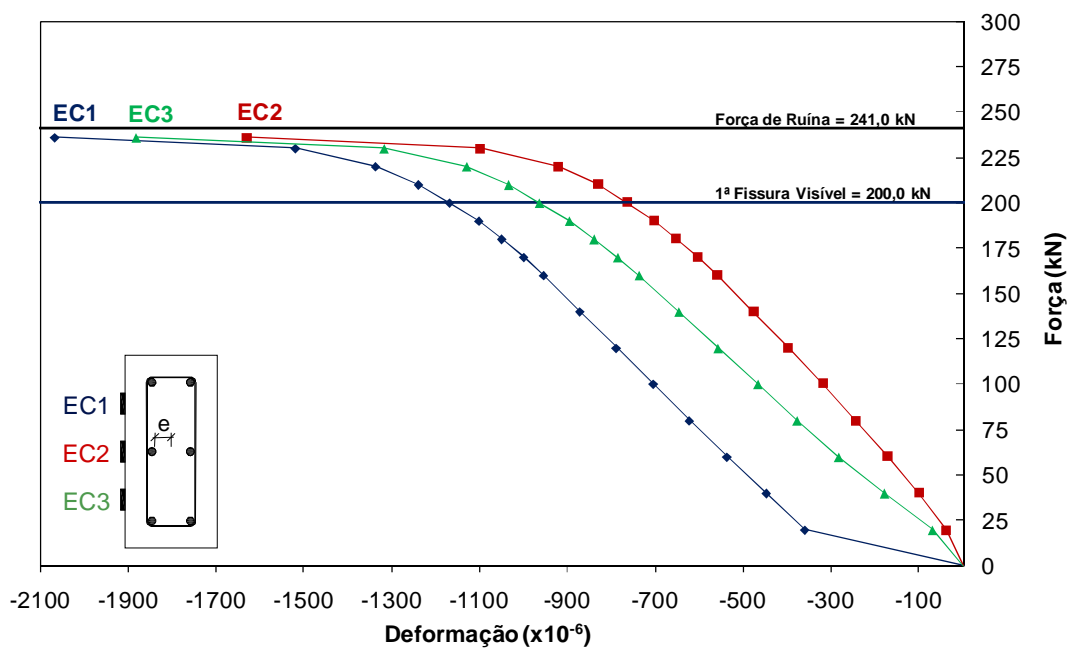


Figura 4.111 – Força versus deformação do concreto – PFN 24-3

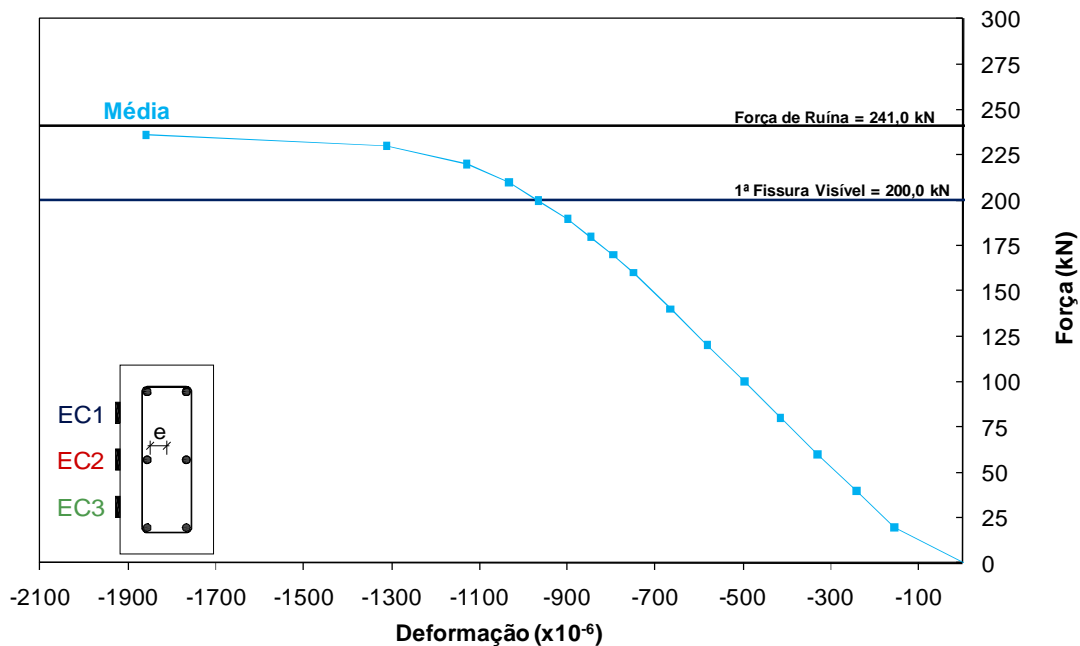


Figura 4.112 – Força versus deformação média do concreto – PFN 24-3

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 apresentaram valores de deformação de compressão de 2,07 ‰, 1,63 ‰ e 1,88 ‰, respectivamente, para uma força de 236,0 kN, correspondendo a 97,9 % da força de ruína, e a média foi de 1,86 ‰, para o mesmo carregamento.

Percebe-se na Figura 4.111 o aparecimento de excentricidade na direção perpendicular à direção da excentricidade aplicada no ensaio, a partir das deformações de EC2 e EC3, apesar da irregularidade do comportamento de EC1.

O gráfico da Figura 4.112 mostra uma tendência clara de esmagamento do concreto, com grandes incrementos de deformações próximo à ruptura.

#### **4.7.7 Pilar PFN 30-3**

O pilar PFN 30-3 foi instrumentado apenas na face comprimida, com os extensômetros posicionados entre as armaduras longitudinais do pilar. Este pilar foi um dos primeiros a serem ensaiados e foi verificada posteriormente a necessidade de se instrumentar a face comprimida do concreto no alinhamento da armadura longitudinal para melhor análise dos resultados.

O extensômetro EC1 teve comportamento irregular a partir da terceira etapa do carregamento. Os extensômetros EC1 e EC2 apresentaram valores de deformação de compressão de 0,23 ‰ e 0,88 ‰, respectivamente, e uma média de 0,55 ‰, para uma força de 200,0 kN, correspondendo a 78,6 % da força de ruína do pilar. e a diferença entre as leituras dos extensômetros EC1 e EC2 foi de 0,65 ‰, indicando uma excentricidade na direção perpendicular à excentricidade aplicada, como verificado na Figura 4.113.

Percebe-se na Figura 4.113 que o pilar apresentaria melhores resultados caso fossem aplicados passos de força menores, principalmente após o aparecimento da primeira fissura.

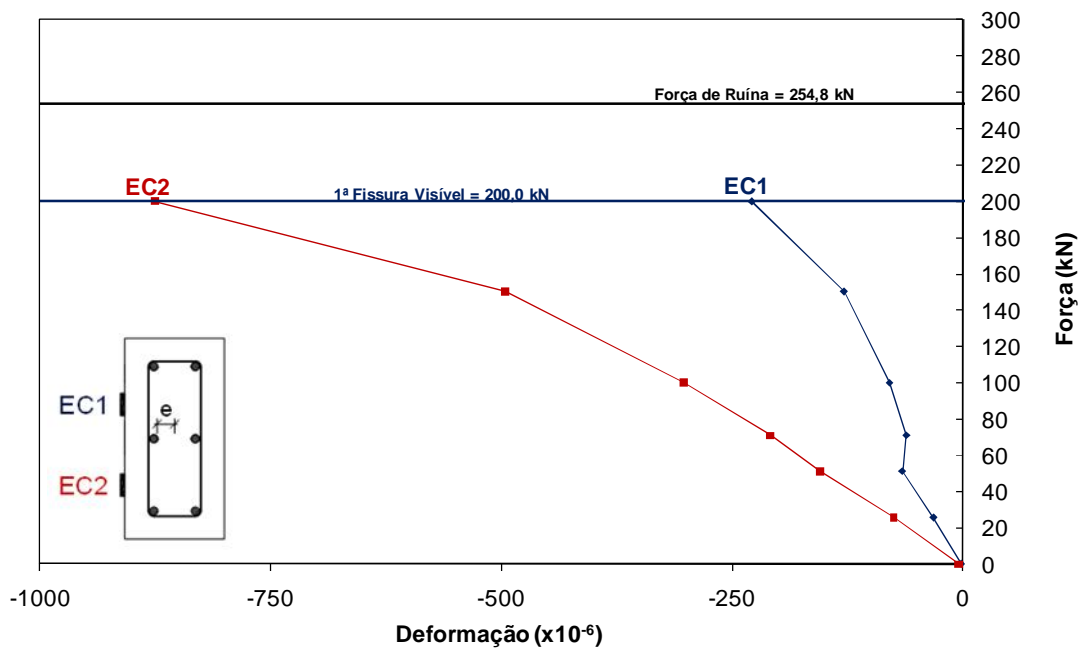


Figura 4.113 – Força versus deformação do concreto – PFN 30-3

Apesar de poucos dados, pode-se dizer que o pilar apresentou uma tendência de esmagamento do concreto até o final do ensaio.

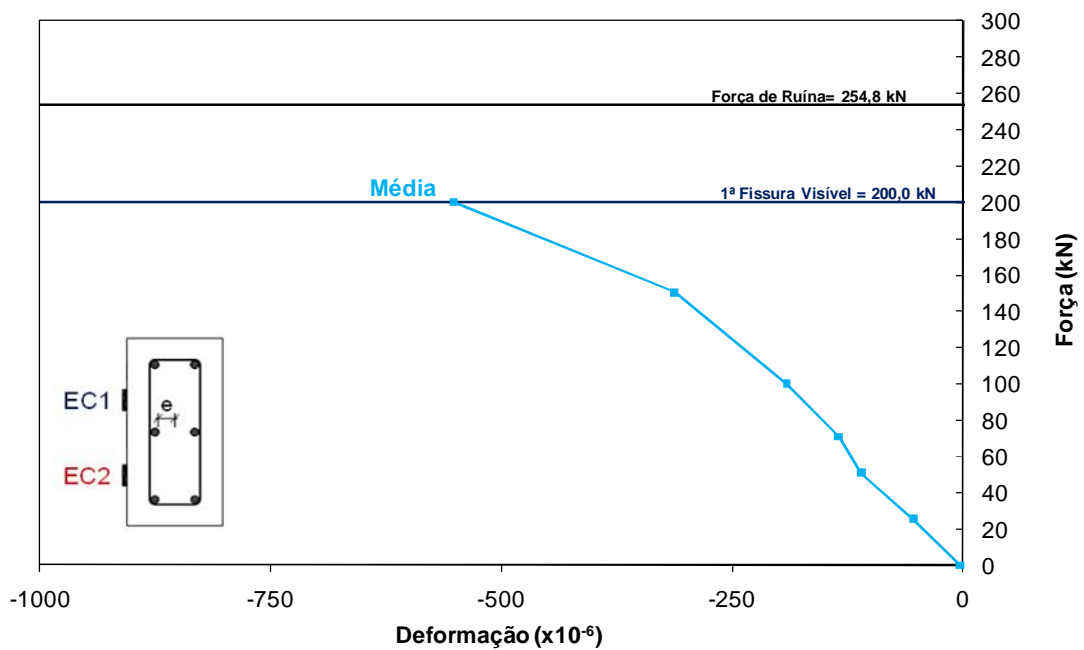


Figura 4.114 – Força versus deformação média do concreto – PFN 30-3

#### 4.7.8 Pilar PFN 40-3

O pilar PFN 40-3 foi instrumentado apenas na face comprimida, com os extensômetros posicionados entre as armaduras longitudinais do pilar.

Percebe-se na Figura 4.115 um bom comportamento do pilar durante o ensaio, com as deformações registradas seguindo uma mesma tendência durante todo o ensaio. O pilar apresentou maiores incrementos de deformação após o aparecimento da primeira fissura, evidenciando o efeito de segunda ordem no pilar.

Os extensômetros EC1 e EC2 apresentaram valores de deformação de compressão de 1,04 % e 1,37 %, respectivamente, e uma média de 1,21 % de deformação de compressão, para uma força de 168,0 kN, correspondendo a 98,7 % da força de ruína do pilar.

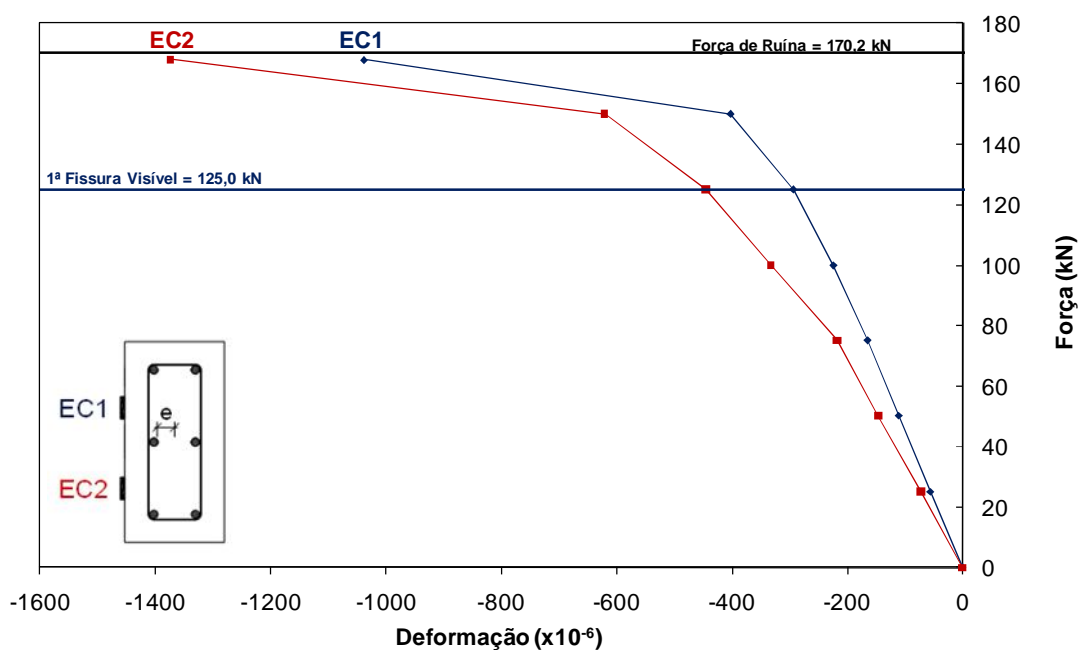


Figura 4.115 – Força versus deformação do concreto – PFN 40-3

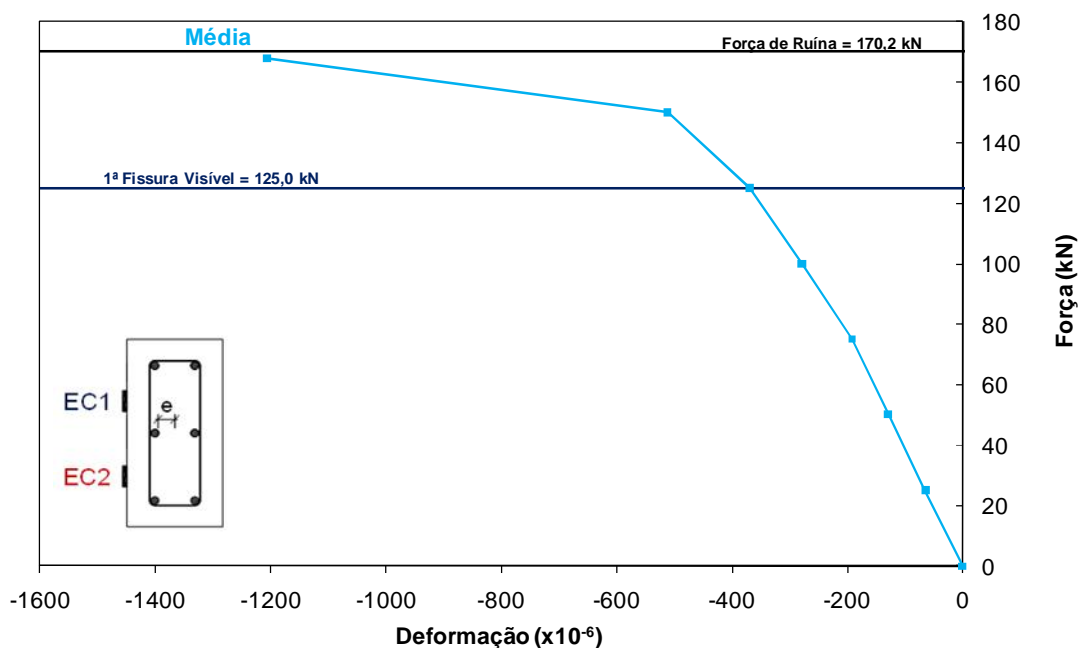


Figura 4.116 – Força versus deformação média do concreto – PFN 40-3

A diferença entre as leituras dos extensômetros EC1 e EC2 foi de 0,33 ‰ para um carregamento de 168,0 kN, apresentando uma pequena excentricidade na direção perpendicular à excentricidade aplicada.

Observa-se uma tendência de esmagamento do concreto até a ruptura do pilar, com grandes incrementos de deformações para carregamentos próximos à ruptura, evidenciando os efeitos de segunda ordem no pilar.

#### 4.7.9 Pilar PFN 50-3

O pilar PFN 50-3 foi instrumentado apenas na face comprimida, com os extensômetros posicionados entre as armaduras longitudinais do pilar. Este pilar foi um dos primeiros a serem ensaiados e foi verificada posteriormente a necessidade de se instrumentar a face comprimida do concreto no alinhamento da armadura longitudinal para melhor análise dos resultados.

O pilar PFN 50-3 apresentou um bom comportamento durante todo o ensaio, com as deformações registradas seguindo uma mesma tendência durante todo o ensaio. Percebe-se na Figura 4.117 um incremento maior das deformações logo após o aparecimento da primeira fissura no pilar, evidenciando o efeito de segunda ordem.

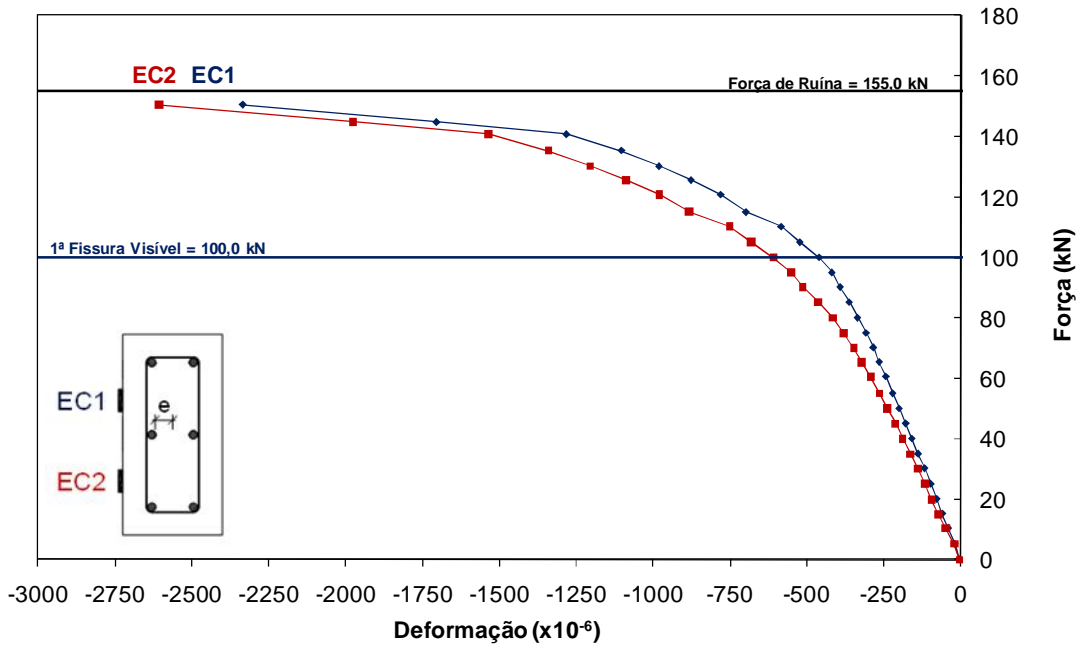


Figura 4.117 – Força versus deformação do concreto – PFN 50-3

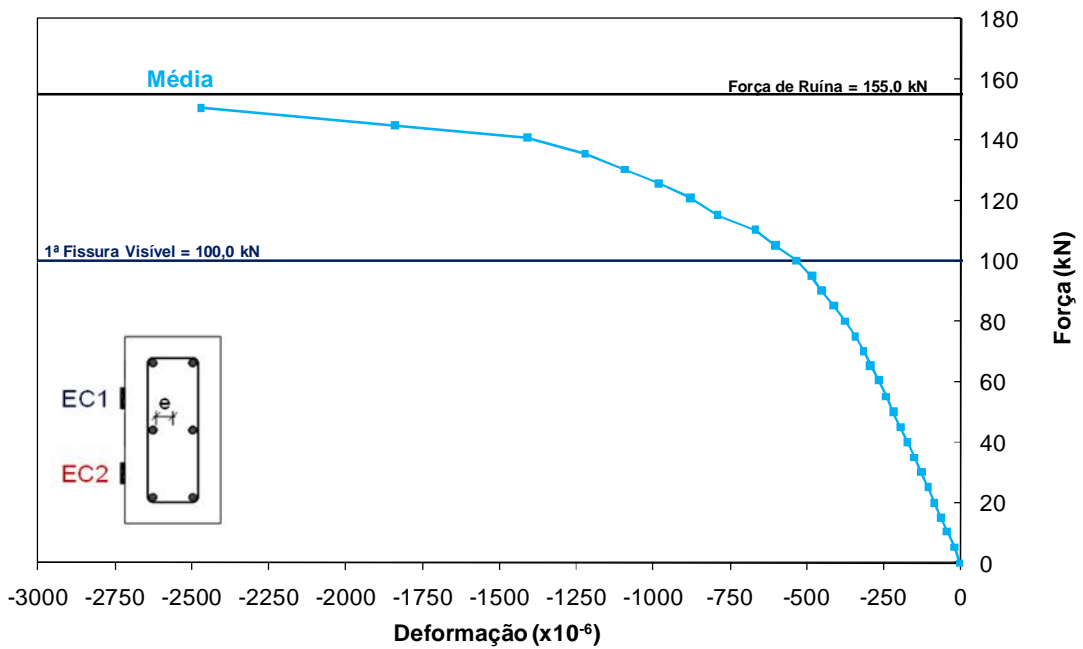


Figura 4.118 – Força versus deformação média do concreto – PFN 50-3

Os extensômetros EC1 e EC2 apresentaram valores de deformação de compressão de 2,34 ‰ e 2,61 ‰, respectivamente, e uma média de 2,47 % de deformação de compressão, para uma força de 150,6 kN, correspondendo a 97,2 % da força de ruína do pilar.

A diferença entre as leituras dos extensômetros EC1 e EC2 foi de 0,27 ‰ para um carregamento de 150,6 kN, apresentando uma pequena excentricidade na direção perpendicular à excentricidade aplicada.

Pode-se afirmar que o pilar rompeu por esmagamento do concreto comprimido, pois apresentou uma tendência de esmagamento, com grandes incrementos de deformações para forças próximas à ruptura.

#### **4.7.10 Pilar PFN 60-3**

O pilar PFN 60-3 foi instrumentado apenas na face comprimida, com os extensômetros posicionados entre as armaduras longitudinais do pilar, e apresentou um bom comportamento durante todo o ensaio, com as deformações registradas seguindo uma mesma tendência durante todo o ensaio.

Devido à grande excentricidade aplicada no pilar, percebe-se na Figura 4.119, com clareza, o surgimento do efeito de segunda ordem no pilar, com grandes incrementos de deformação após o aparecimento da primeira fissura no pilar.

Percebe-se uma mudança nas inclinações das retas logo após o aparecimento da primeira fissura, que foi percebida a um carregamento de 40 kN, correspondendo a 30,5 % da força de ruína.

Os extensômetros EC1 e EC2 apresentaram valores de deformação de compressão de 2,36 ‰ e 2,41 ‰, respectivamente, e uma média de 2,39 % de deformação de compressão, para uma força de 130,0 kN, correspondendo a 99,2 % da força de ruína do pilar.



A diferença entre as leituras dos extensômetros EC1 e EC2 foi de 0,05 % para um carregamento de 130,0 kN, apresentando uma excentricidade insignificante na direção perpendicular à excentricidade aplicada.

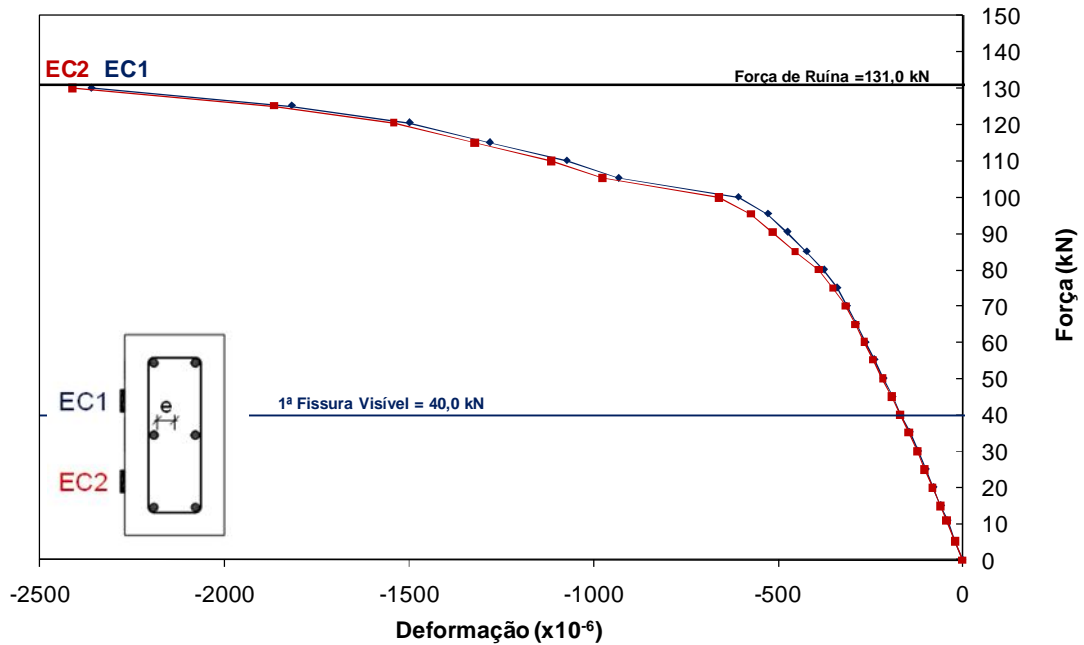


Figura 4.119 – Força versus deformação do concreto – PFN 60-3

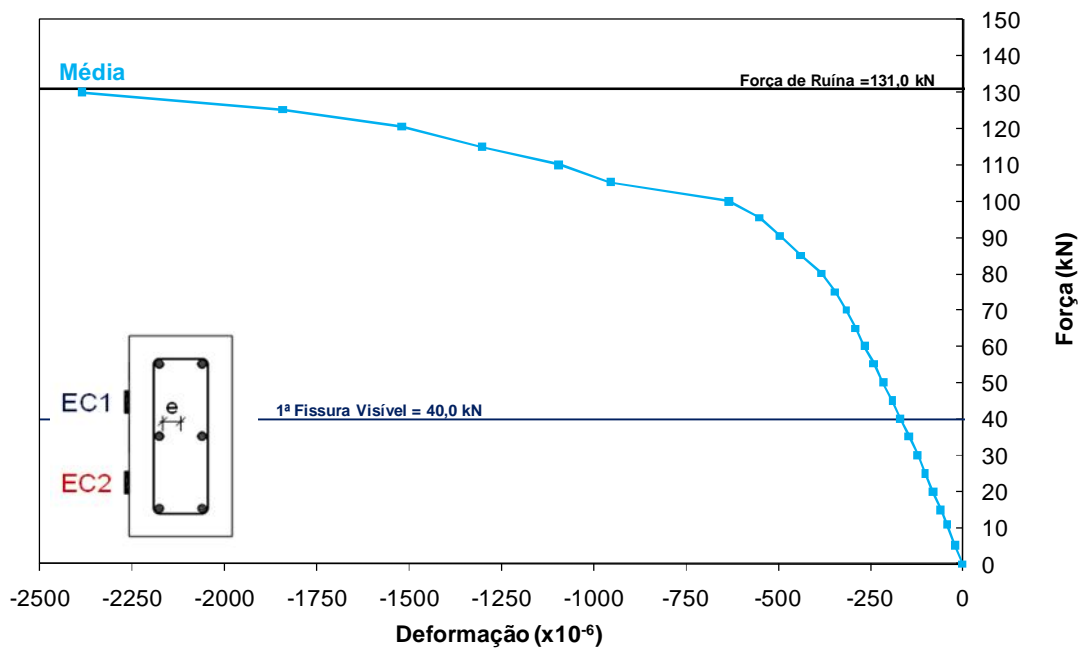


Figura 4.120 – Força versus deformação média do concreto – PFN 60-3

Percebe-se grandes incrementos de deformações na região comprimida do concreto, principalmente após atingir a força de 100 kN, com o concreto apresentando uma tendência de esmagamento até o final do ensaio. Esse comportamento pode ser atribuído principalmente aos efeitos de segunda ordem, juntamente com a perda de rigidez do pilar após a fissuração do pilar.

#### **4.7.11 Pilar PFN 0-2,5**

O pilar PFN 0-2,5 (compressão centrada) foi instrumentado na face C e na face T, porém com apenas 2 extensômetros na face T devido ao posicionamento do defletômetro na região central, que impedia a colocação de outro extensômetro no local. Todos os extensômetros seguiram o alinhamento da armadura longitudinal do pilar, que apresentou um bom comportamento durante todo o ensaio.

Note-se que devido à impossibilidade de se prever para qual lado o pilar iria deformar, o gráfico da Figura 4.121 mostra uma inversão de resultados, com os extensômetros da face T apresentando valores de deformações superiores aos registrados pelos extensômetros da face C. Os dados não foram ajustados, propositalmente, para mostrar esse comportamento.

O pilar apresentou deformação de compressão em ambas as faces até o final do ensaio, como esperado. Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 apresentaram deformações de compressão de 1,23 ‰, 1,14 ‰ e 1,12 ‰, respectivamente, e os extensômetros ET1 e ET2 apresentaram deformações de compressão de 2,35 ‰ e 1,99 ‰, respectivamente, para uma força de 1059,6 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína.

Percebe-se que as deformações de compressão médias apresentaram poucas diferenças no decorrer do ensaio, apresentando deformações de compressão de um modo geral bastante próximas, evidenciando a boa centralização do pilar no pórtico. Porém, percebe-se que as deformações aumentam na face T, evidenciando o aparecimento de excentricidades de segunda ordem no pilar.

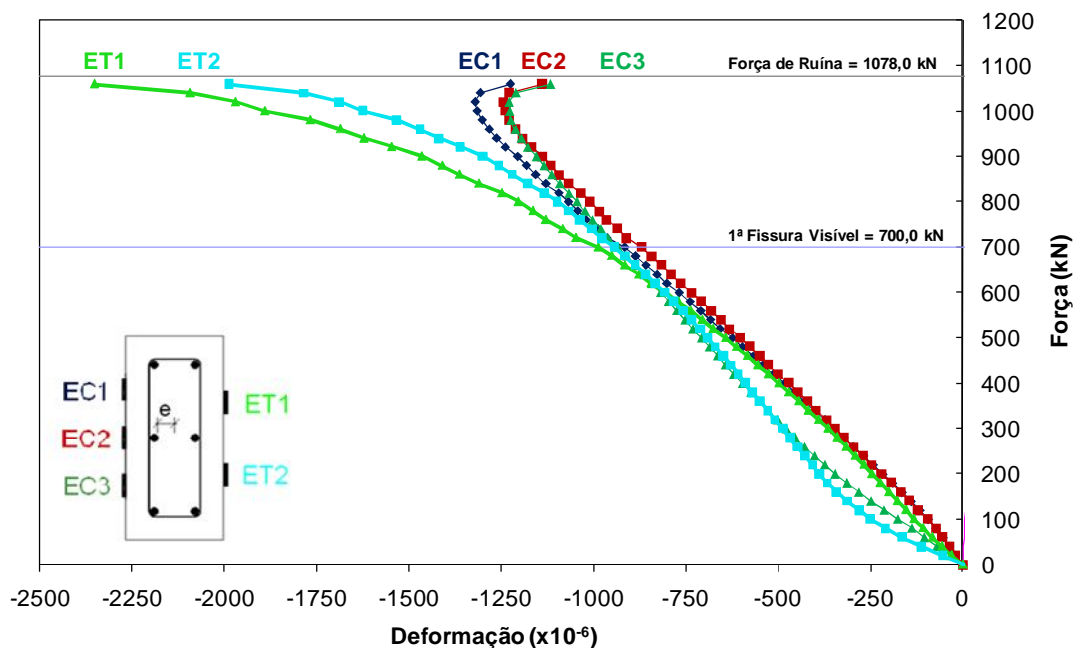


Figura 4.121 – Força versus deformação do concreto – PFN 0-2.5

Tal como observado nas armaduras, as deformações registradas na face C apresentaram uma tendência de redução da deformação, como observado no gráfico. As deformações do concreto já estavam na ordem de 2,0 ‰, próximo à ruptura do pilar, evidenciando o esmagamento do concreto.

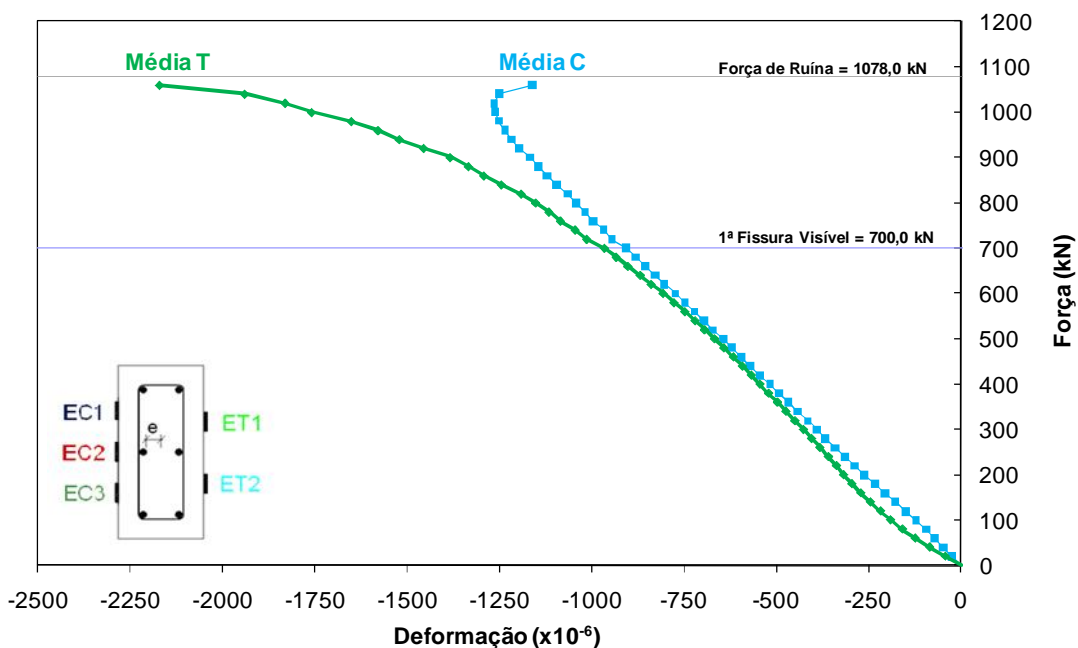


Figura 4.122 – Força versus deformação média do concreto – PFN 0-2.5

#### 4.7.12 Pilar PFN 15-2,5

O pilar PFN 15-2,5 apresentou um bom comportamento durante todo o ensaio, como se observa na Figura 4.123, apresentando deformações de compressão muito próximas entre os extensômetros utilizados, com uma pequena diferença próximo à ruptura.

Percebe-se no gráfico que o concreto apresentou uma tendência de esmagamento até o fim do ensaio, com a média das deformações dos extensômetros EC1, EC2 e EC3 sendo de 2,11 ‰ para uma força de 660 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína, evidenciando o esmagamento do concreto na ruptura.

O pilar apresentou um comportamento aproximadamente linear até a força de 200 kN, percebendo-se uma mudança de inclinação da curva, devido aos efeitos de segunda ordem e também à não-linearidades física concreto. Para carregamentos próximos à ruptura, nota-se maiores incrementos de deformações, apresentando uma tendência assintótica da curva até o fim do ensaio.

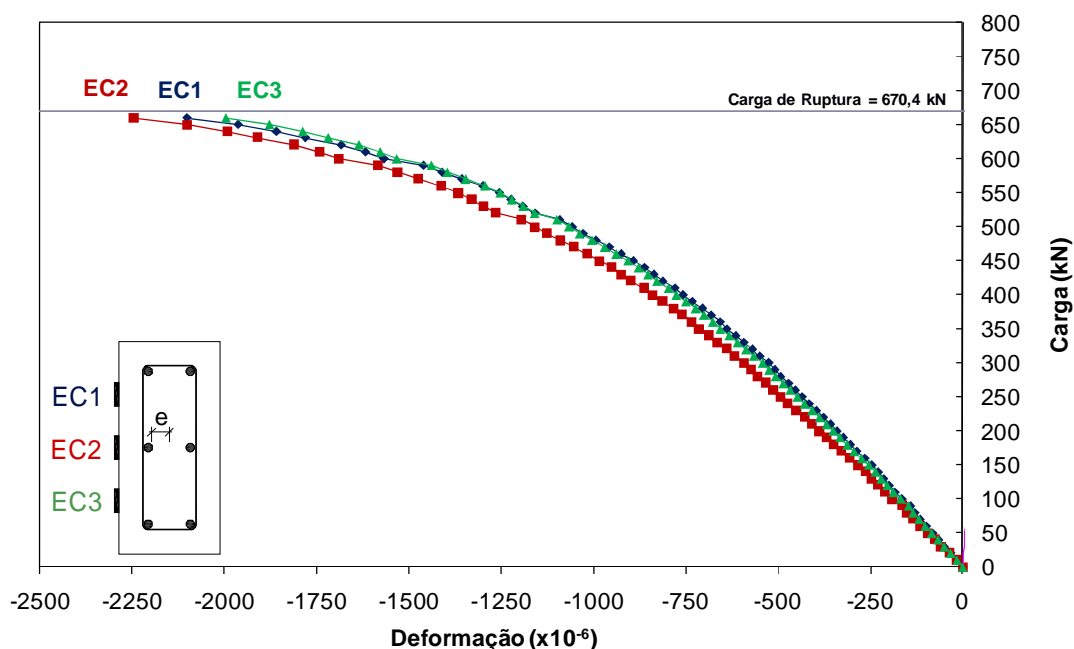


Figura 4.123 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-2.5

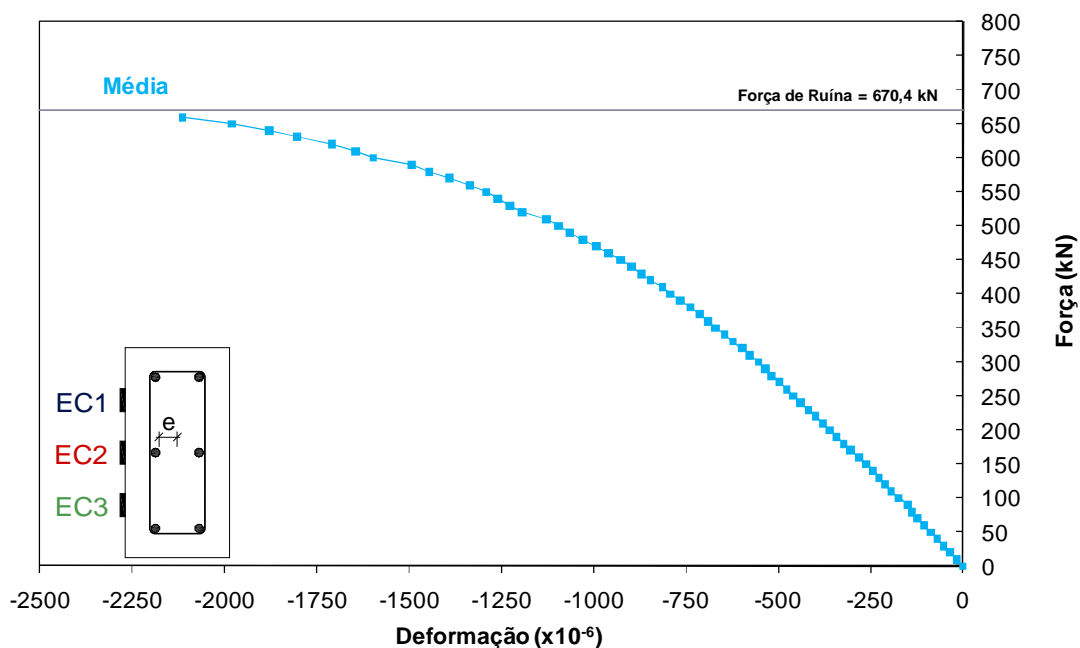


Figura 4.124 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-2.5

#### 4.7.13 Pilar PFN 24-2,5

O pilar PFN 24-2,5 apresentou um bom comportamento durante o ensaio, com deformações de compressão no concreto apresentando uma pequena dispersão em relação à média, com uma pequena diferença de leitura próximo à ruptura.

Percebe-se uma inclinação do gráfico antes do aparecimento da primeira fissura, indicando que provavelmente a primeira fissura foi percebida após o seu aparecimento.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 apresentaram uma deformação média de compressão de 1,63 ‰, apresentando uma tendência de esmagamento ao final do ensaio,

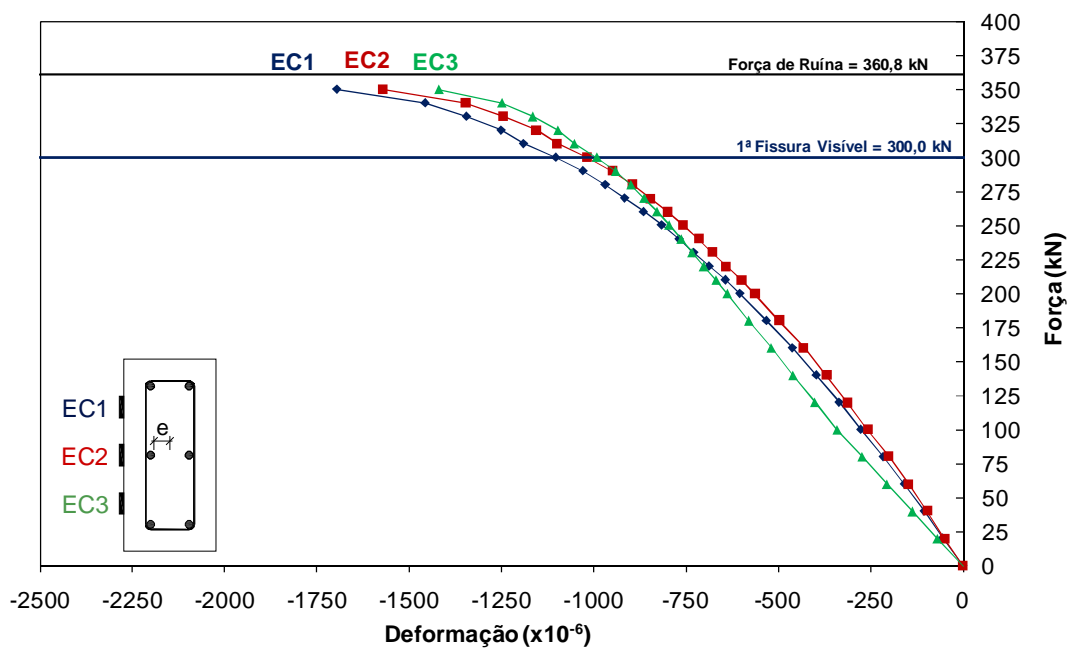


Figura 4.125 – Força versus deformação do concreto – PFN 24-2.5

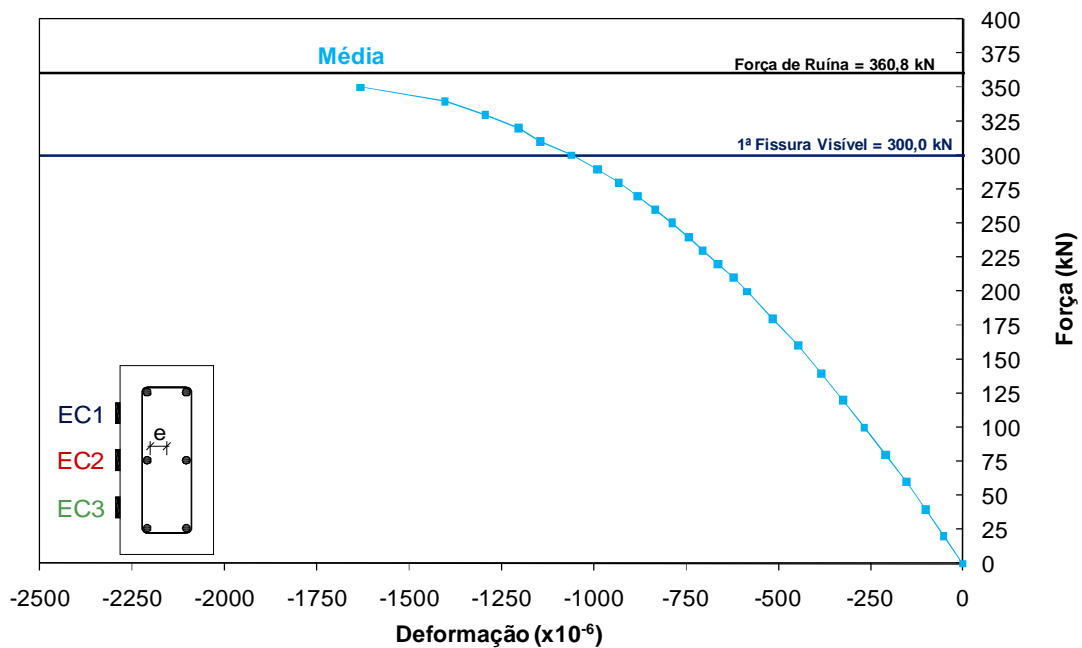


Figura 4.126 – Força versus deformação média do concreto – PFN 24-2.5

#### 4.7.14 Pilar PFN 30-2,5

O pilar PFN 30-2,5 apresentou um bom comportamento durante o ensaio, com as deformações seguindo uma mesma tendência durante as fases de carregamento, apresentando uma pequena dispersão nas leituras do extensômetro EC1 em relação aos demais, porém não discrepante em relação à média das deformações registradas.

Percebe-se um aparecimento de uma pequena excentricidade na direção de maior inércia da seção transversal.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 registraram deformações de 1,50 ‰, 1,72 ‰ e 1,81 ‰, respectivamente, para uma força de 330 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína do pilar e uma deformação média de 1,61 ‰ para a mesma intensidade da força, evidenciando uma tendência de esmagamento do concreto até a ruptura do pilar.

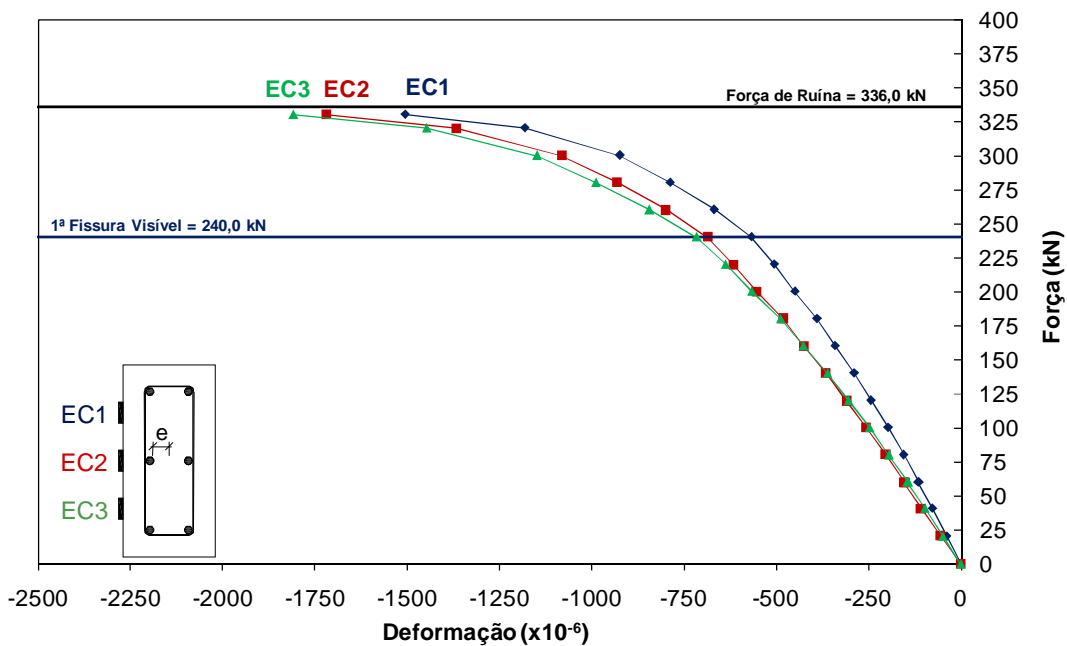


Figura 4.127 – Força versus deformação do concreto – PFN 30-2.5

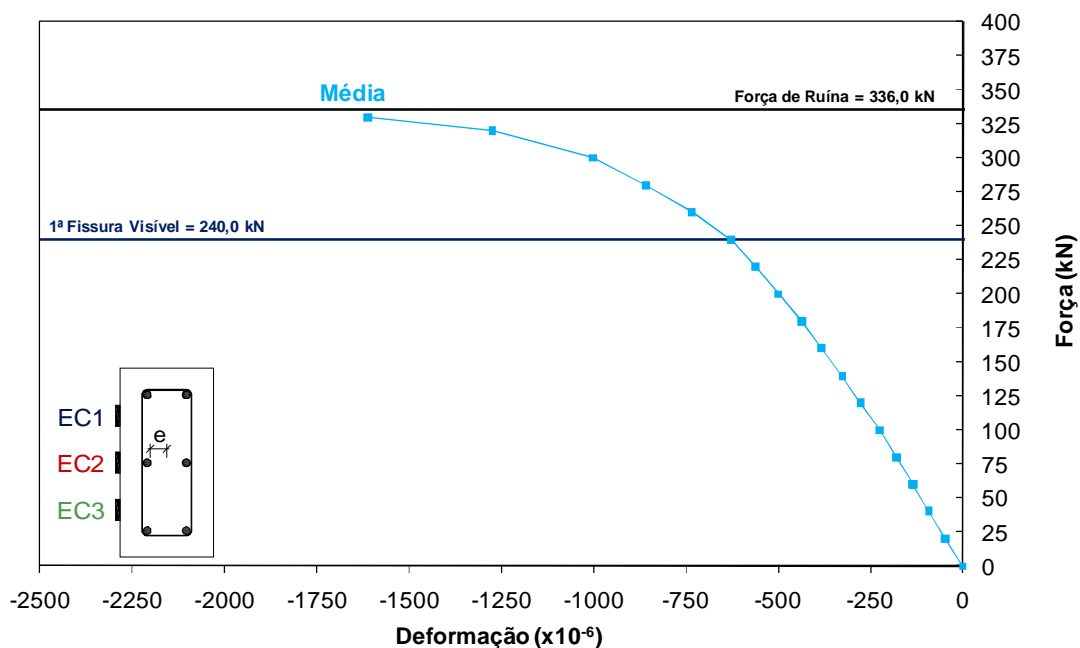


Figura 4.128 – Força versus deformação média do concreto – PFN 30-2.5

#### 4.7.15 Pilar PFN 40-2,5

O pilar PFN 40-2,5 apresentou um bom comportamento durante todo o ensaio, com as deformações no concreto apresentando valores muito próximos entre si, como se verifica pela Figura 4.129.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC2 apresentaram deformações de 1,96 ‰, 1,83 ‰ e 2,00 ‰, respectivamente, para uma força de 240 kN, correspondendo a 97 % da força de ruína do pilar, evidenciando o esmagamento do concreto na ruptura.



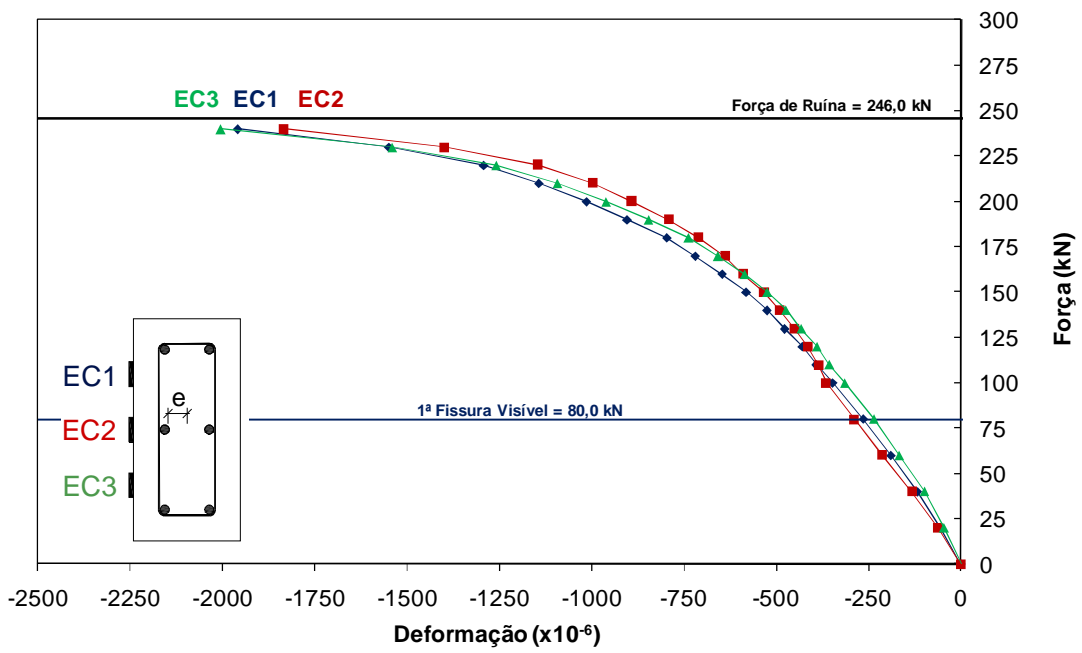


Figura 4.129 – Força versus deformação do concreto – PFN 40-2.5

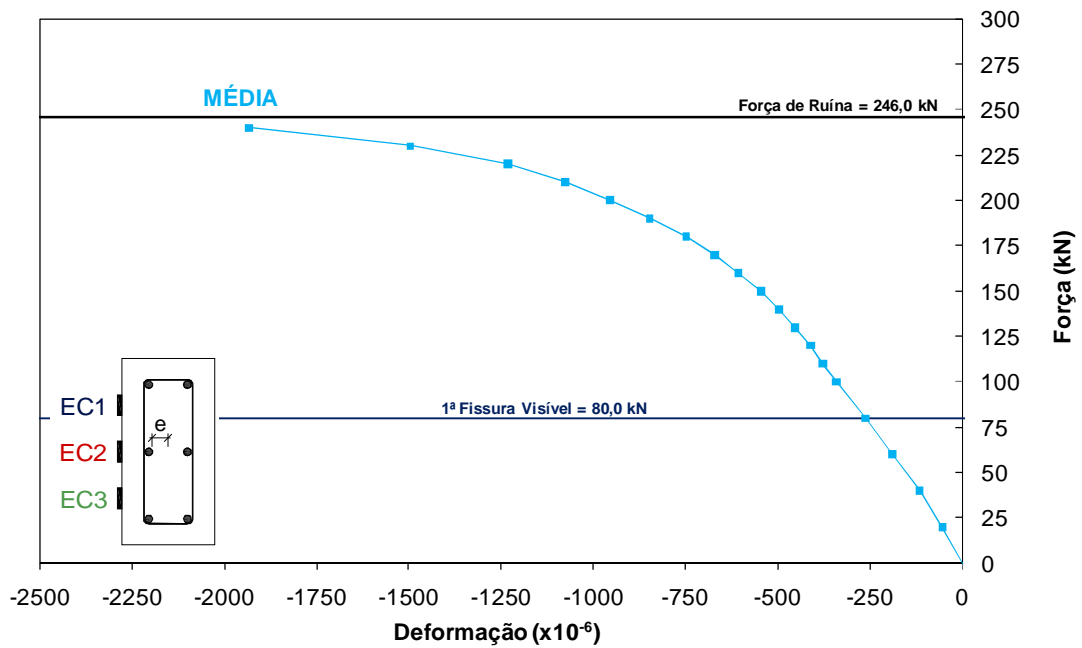


Figura 4.130 – Força versus deformação média do concreto – PFN 40-2.5

#### 4.7.16 Pilar PFN 50-2,5

O pilar PFN 50-2,5 apresentou um bom comportamento durante o ensaio, com deformações registradas pelos extensômetros no concreto próximas entre si, exceto para o extensômetro EC1 que apresentou uma maior dispersão em relação à média. Os dados do extensômetro EC1 foram desprezados para a composição do gráfico da média das deformações da superfície do concreto.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 apresentaram deformações de 1,58 ‰, 2,78 ‰ e 2,68 ‰, respectivamente, para uma força de 200 kN, correspondendo a 99 % da força de ruína. A média registrada pelos extensômetros EC2 e EC3 foi de 2,73 ‰, evidenciando o esmagamento do concreto na ruptura.

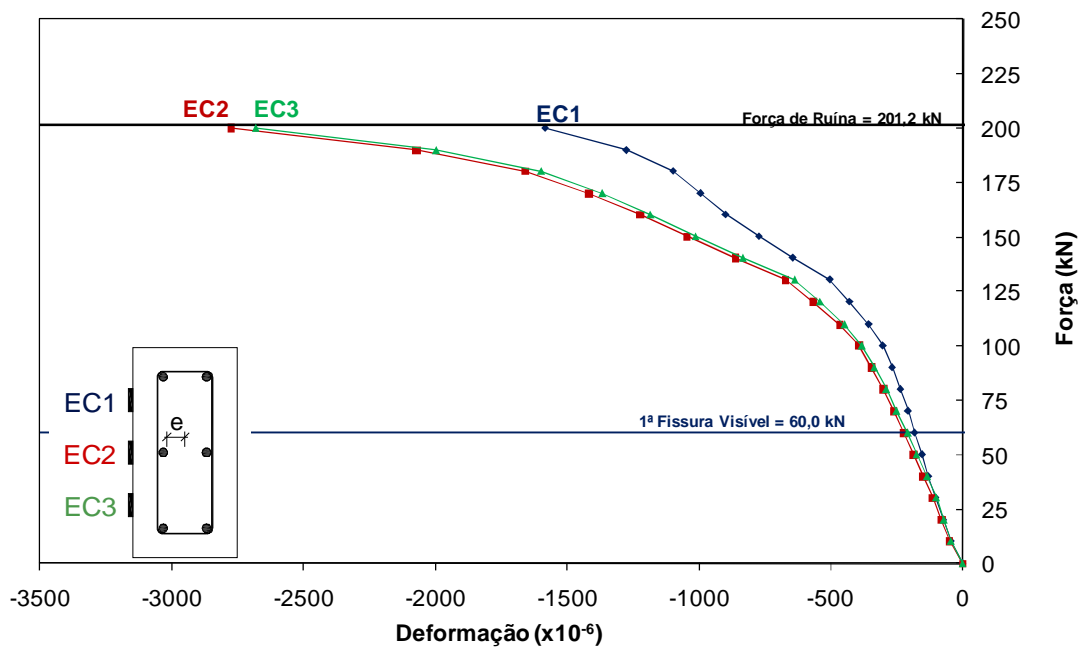


Figura 4.131 – Força versus deformação do concreto – PFN 50-2.5

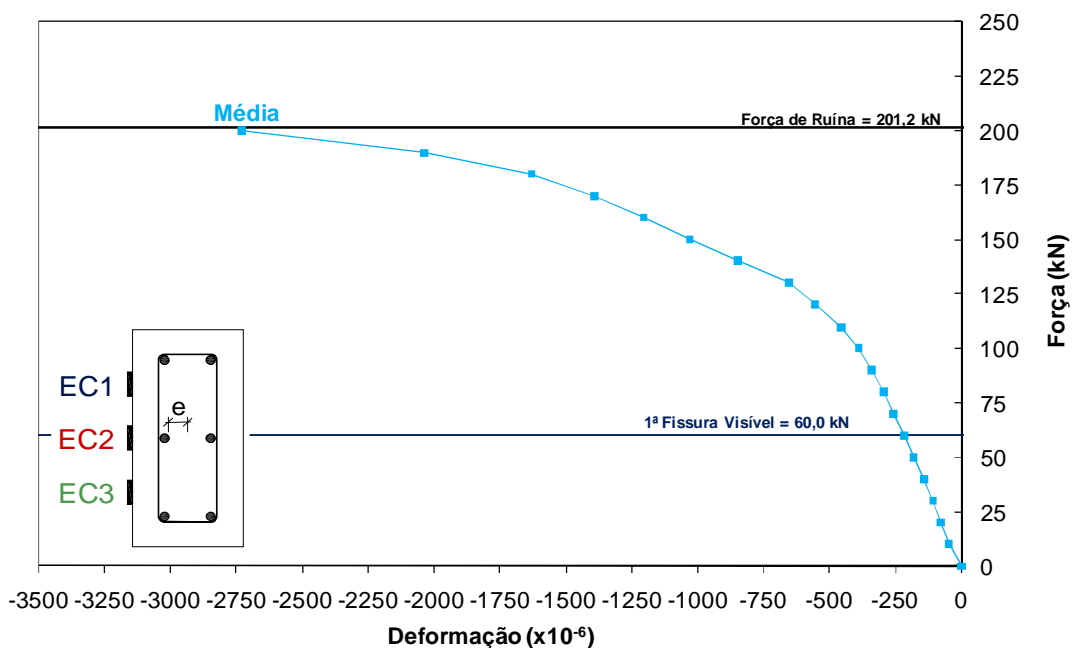


Figura 4.132 – Força versus deformação média do concreto – PFN 50-2.5

#### 4.7.17 Pilar PFN 60-2,5

O pilar PFN 60-2,5 apresentou um comportamento diferenciado dos demais pilares, não apresentando perda progressiva de rigidez, mesmo após o aparecimento da primeira fissura.

Percebe-se no gráfico da Figura 4.133 que o extensômetro EC3 não apresentou bons resultados durante as fases de carregamento, por falha de leitura, e os seus dados foram eliminados para a elaboração do gráfico de deformações médias no concreto. A Figura 4.134 mostra as deformações médias, evidenciando o comportamento atípico do pilar PFN 60-2,5. Apesar de ser o pilar com a maior excentricidade da série, a curva força *versus* deformação média do concreto pode ser aproximada por uma reta do início ao fim do ensaio. Uma fissura prévia de retração poderia explicar a pequena rigidez inicial e a rigidez intermediária, mas não explicaria a rigidez constante até o final do ensaio.

Os extensômetros EC1 e EC2 registraram deformações de 3,19 ‰ e 2,90 ‰, respectivamente, para uma força de 160 kN, correspondendo a 97 % da força de ruína, evidenciando o esmagamento do concreto ao final do ensaio. A média de deformações entre o extensômetros EC1 e EC2 para o mesmo nível de carregamento foi de 3,04 ‰.

Tal como verificado pelas deformações da armadura, verifica-se um comportamento não adequado do pilar PFN 60-2,5. Tal comportamento pode ser justificado por erros na aplicação da excentricidade no pilar, erros na centralização do pilar no pórtico, fissuração de retração, imperfeições geométricas ou má disposição da armadura na seção transversal, devido à concretagem, sendo recomendável o seu re-ensaio.

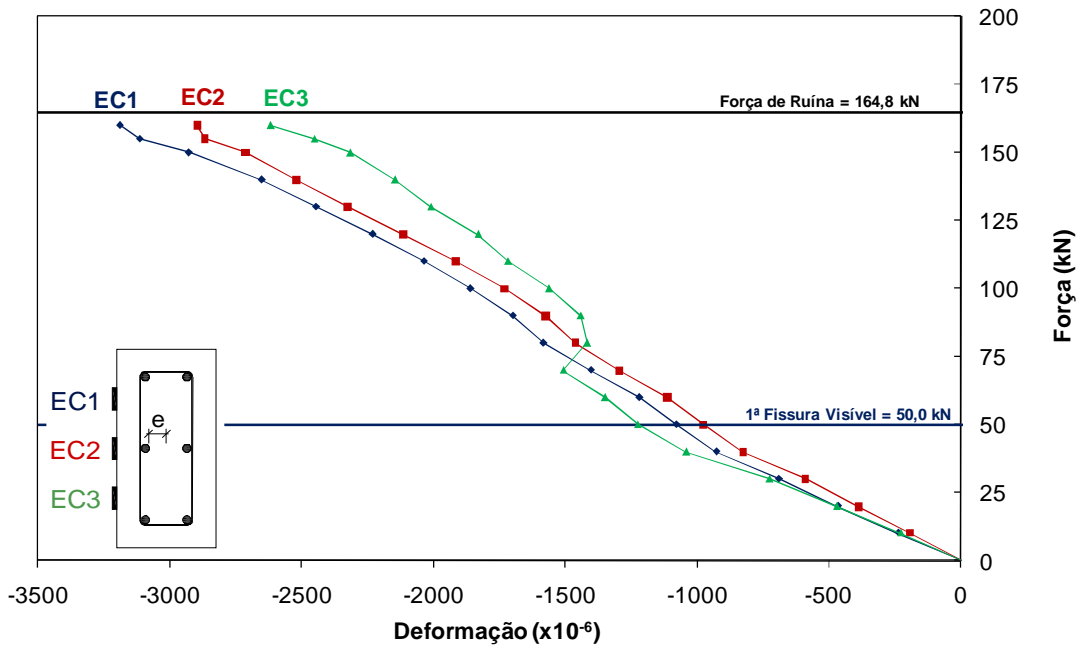


Figura 4.133 – Força versus deformação do concreto – PFN 60-2.5

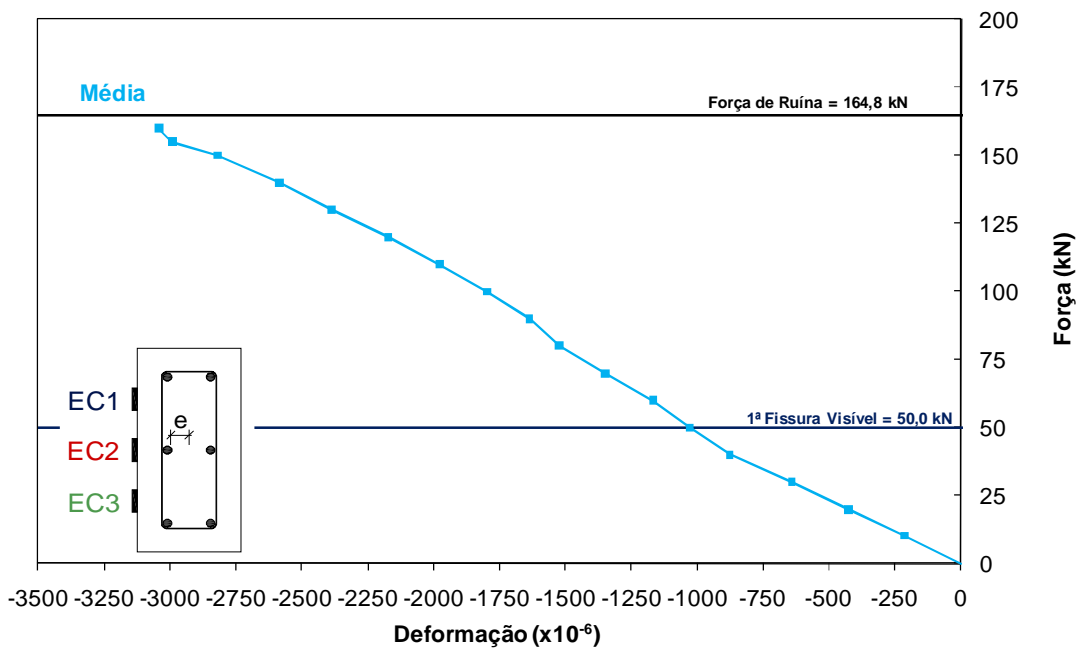


Figura 4.134 – Força versus deformação média do concreto – PFN 60-2.5

#### 4.7.18 Pilar PFN 0-2

O pilar PFN 0-2 apresentou um excelente resultado nas deformações do concreto, com um comportamento muito próximo ao linear, como esperado, apenas com uma translação no gráfico para uma força de 1100 kN, justificado por problemas na bomba elétrica que teve de ser substituída por uma bomba manual durante o ensaio.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 apresentaram bons resultados, com uma pequena dispersão em relação à média, e registrando deformações de 2,05 ‰, 1,83 ‰ e 1,64 ‰, respectivamente, para uma força de 1238 kN, correspondendo a 99 % da força de ruína. A deformação média registrada para o mesmo nível de carregamento foi de 1,84 ‰.

A ruptura do pilar PFN 0-2 foi prematura, acontecendo por fendilhamento ou esmagamento do concreto na extremidade do pilar, o que não era esperado.

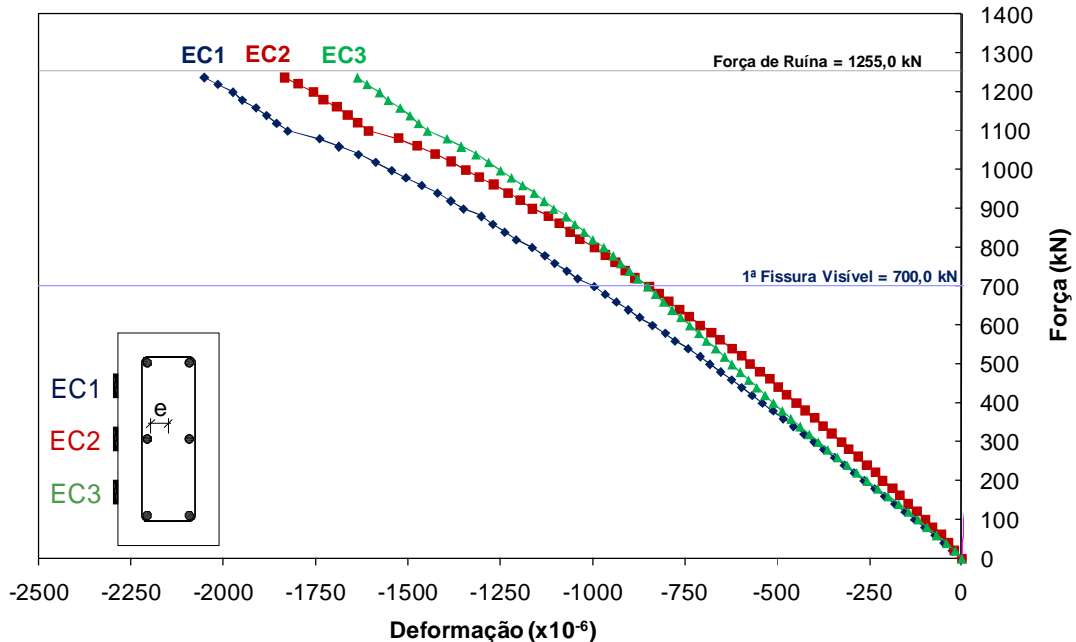


Figura 4.135 – Força versus deformação do concreto – PFN 0-2

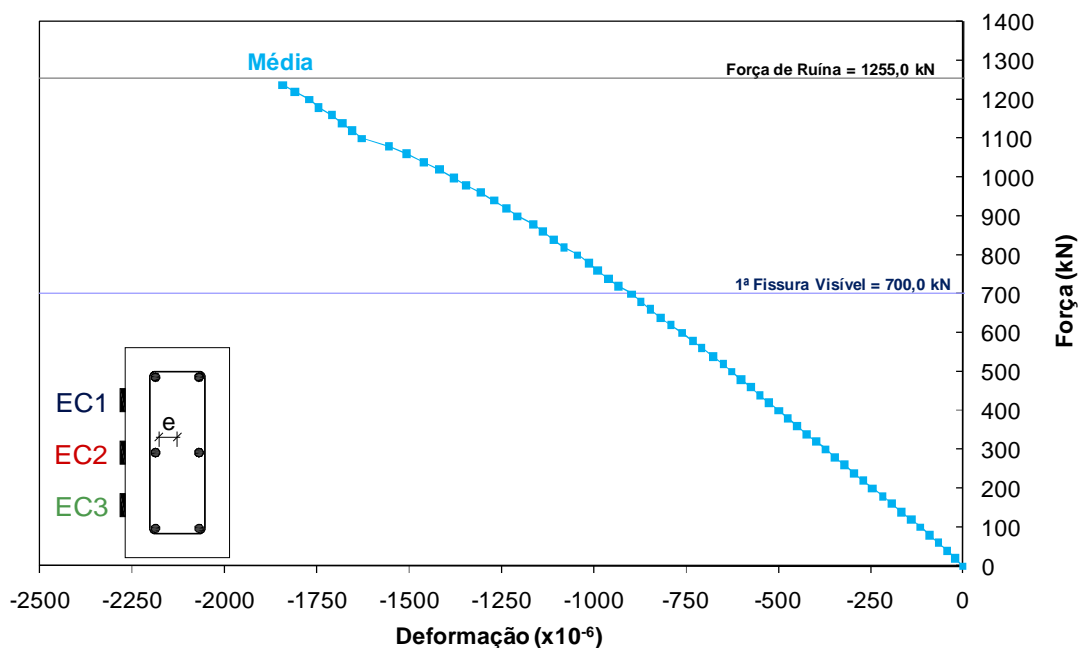


Figura 4.136 – Força versus deformação média do concreto – PFN 0-2

#### 4.7.19 Pilar PFN 15-2

O pilar PFN 15-2 apresentou um excelente comportamento durante as fases de carregamento até a ruptura, com deformações entre os extensômetros com uma pequena dispersão em relação à média.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 para 99% da força de ruína foram de 3,28 ‰, 2,95 ‰ e 2,66 ‰, respectivamente, com média de 2,97%, evidenciando uma ruptura do pilar por esmagamento do concreto.

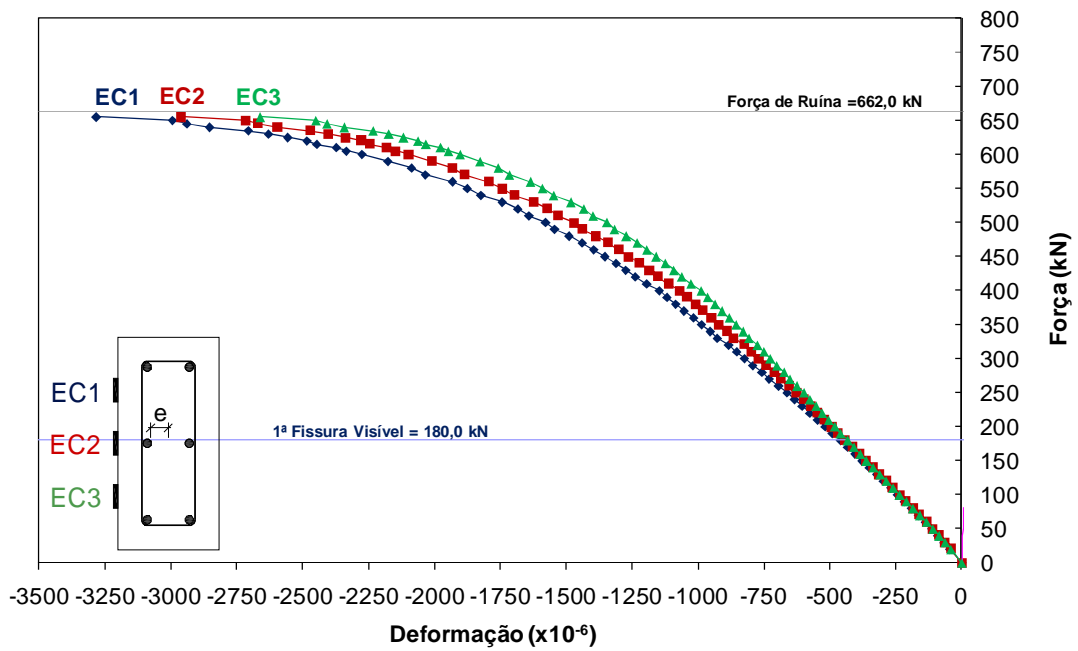


Figura 4.137 – Força versus deformação do concreto – PFN 15-2

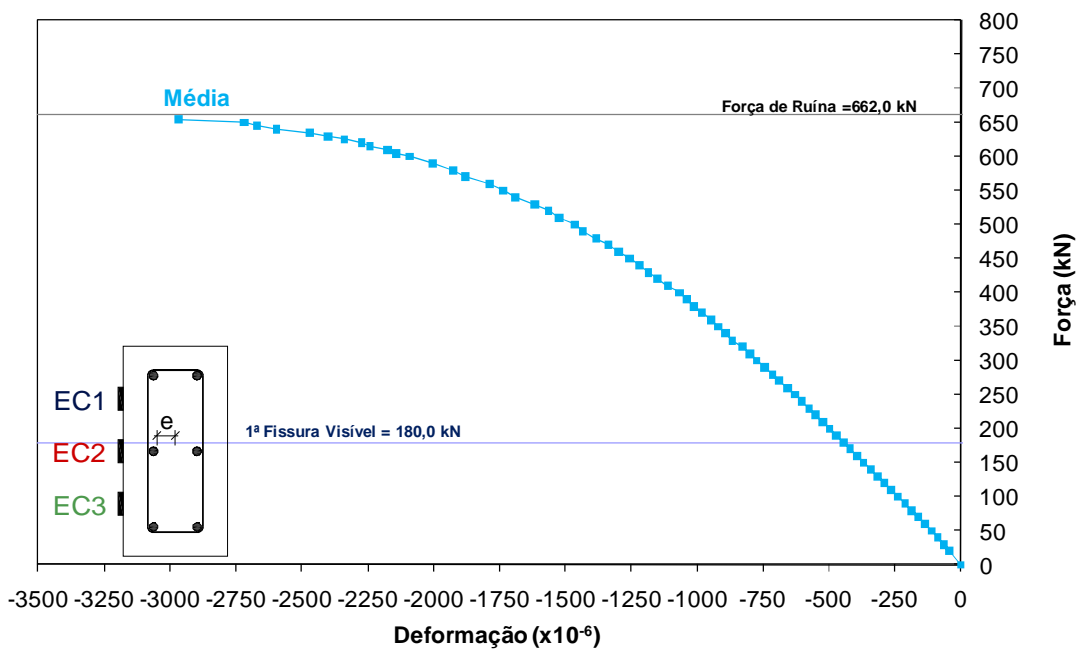


Figura 4.138 – Força versus deformação média do concreto – PFN 15-2

#### 4.7.20 Pilar PFN 24-2

O pilar PFN 24-2 apresentou um bom comportamento nas deformações, mas as deformações registradas pelo extensômetro EC2 foram bem menores que as de EC1 e EC3, com o detalhe do mesmo estar registrando deformações no plano médio do pilar, devendo, portanto, registrar deformações entre as leituras dos extensômetros EC1 e EC3.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 registraram deformações de 2,44 ‰, 1,32 ‰ e 2,05 ‰, respectivamente, para uma força de 440 kN, correspondendo a 96 % da força de ruína, evidenciando o esmagamento do concreto ao final do ensaio.

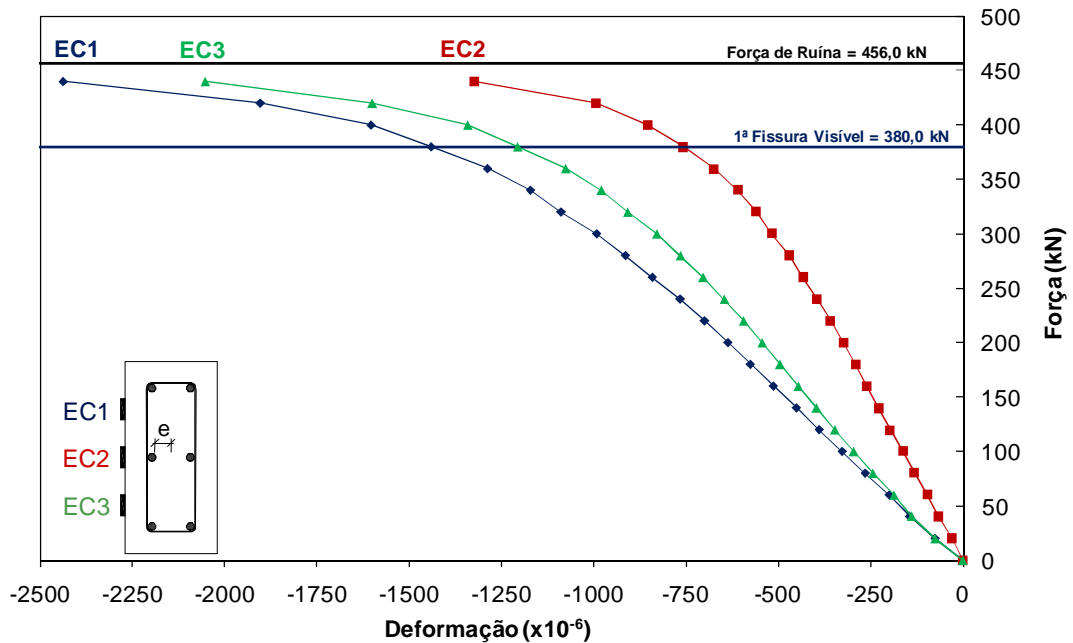


Figura 4.139 – Força versus deformação do concreto – PFN 24-2



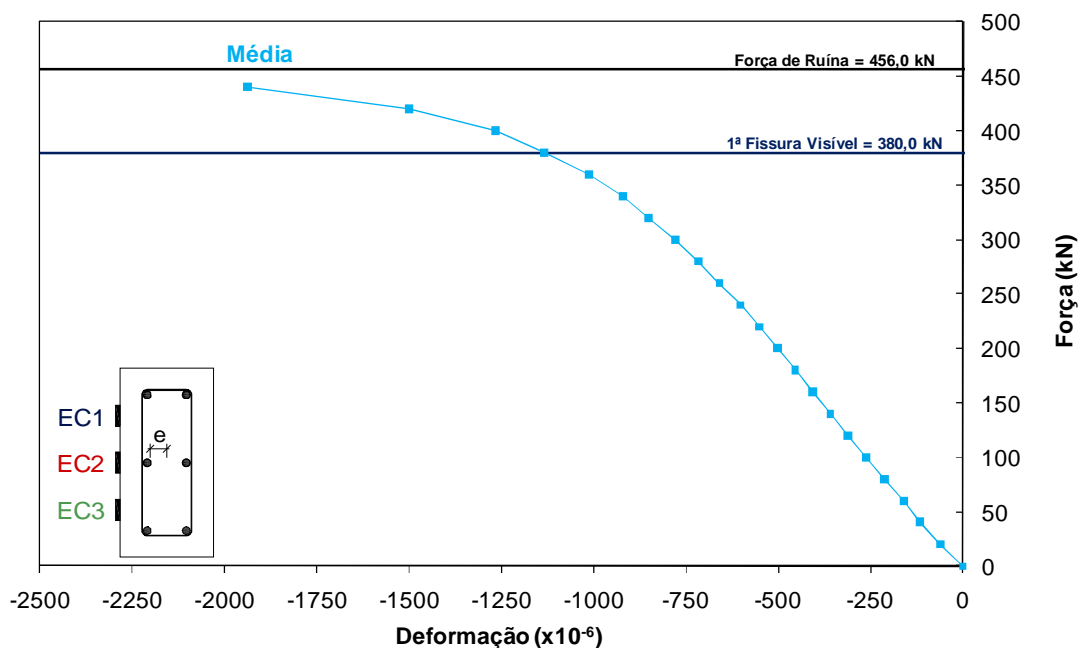


Figura 4.140 – Força versus deformação média do concreto – PFN 24-2

#### 4.7.21 Pilar PFN 30-2

O pilar PFN 30-2 apresentou um excelente comportamento, com deformações no concreto apresentando pequena dispersão em relação à média.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de 2,51 ‰, 2,33 ‰ e 2,51 ‰, respectivamente, com média de 2,44‰, para uma força de 310 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína, evidenciando o esmagamento do concreto até o fim do experimento.

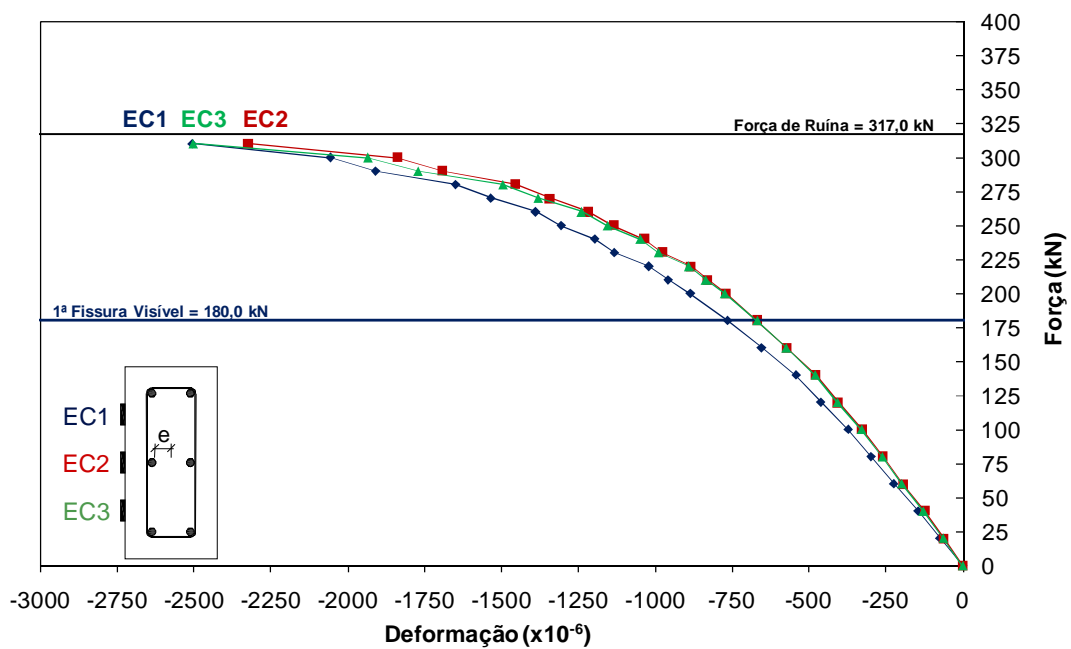


Figura 4.141 – Força versus deformação do concreto – PFN 30-2

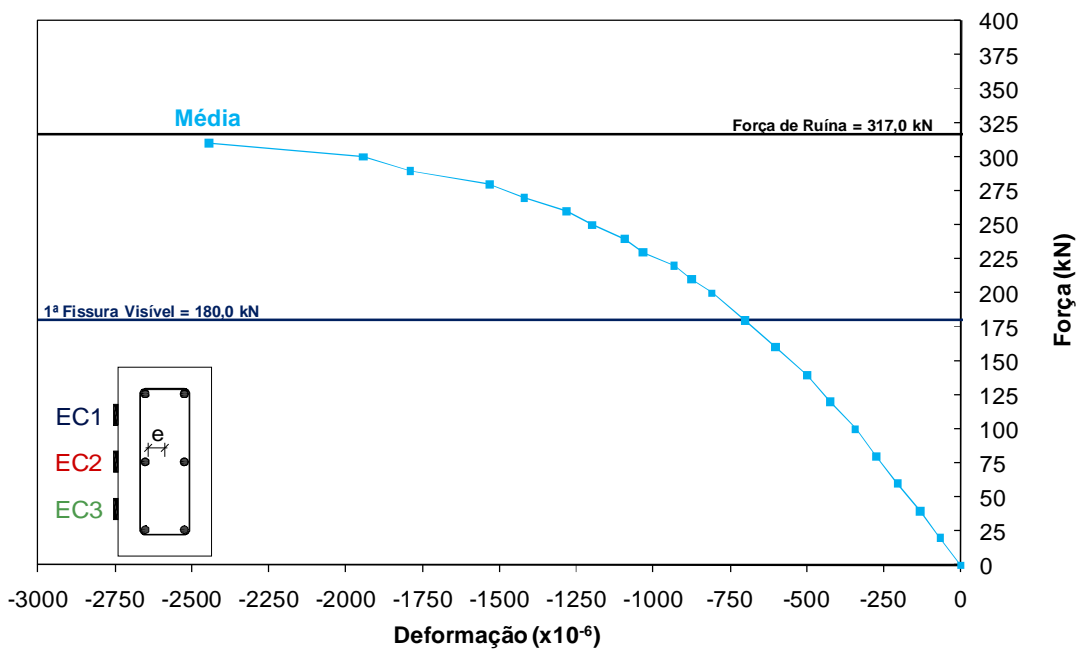


Figura 4.142 – Força versus deformação média do concreto – PFN 30-2

#### 4.7.22 Pilar PFN 40-2

O pilar PFN 40-2 apresentou excelentes resultados de deformações, exceto para o extensômetro EC3 que apresentou uma grande dispersão em relação à média, como verificado no gráfico da Figura 4.143. Na composição da média foram utilizados os dados de todos os extensômetros do concreto.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de 3,36 ‰, 3,35 ‰ e 2,34 ‰, respectivamente, com média de 3,01 ‰, para uma força de 290 kN (99 % da força de ruína), evidenciando o esmagamento do concreto até o fim do experimento.

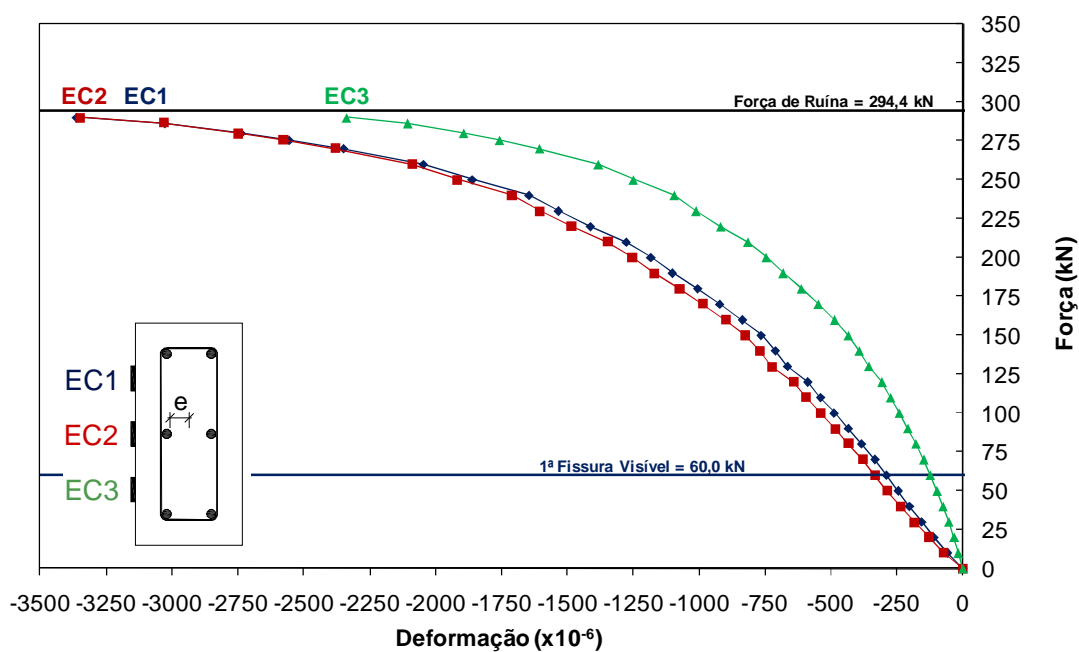


Figura 4.143 – Força versus deformação do concreto – PFN 40-2

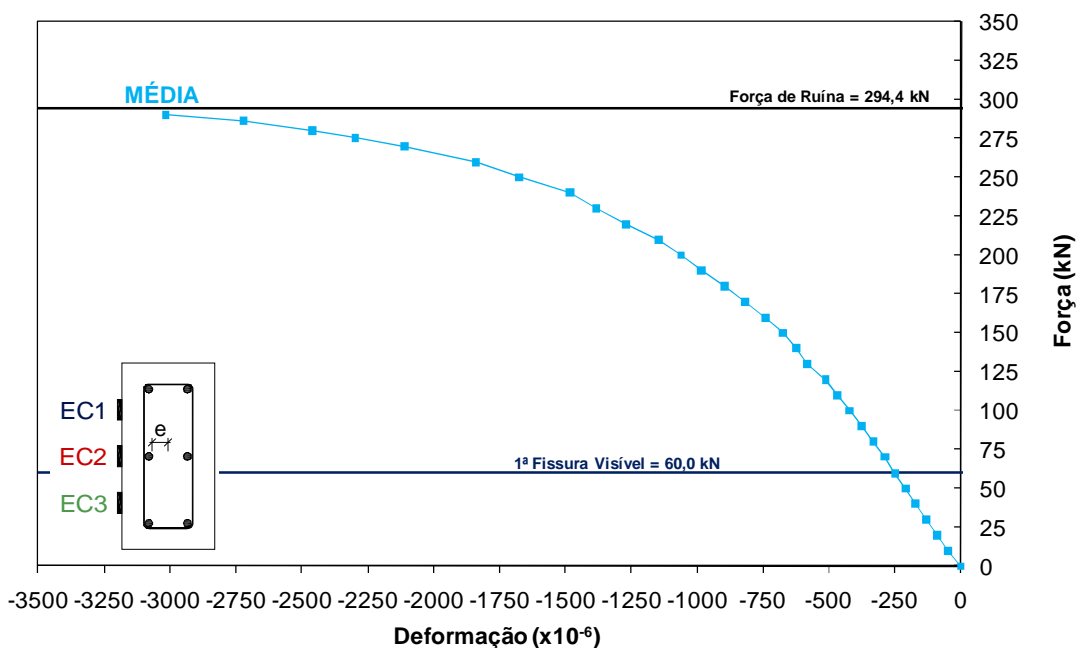


Figura 4.144 – Força versus deformação média do concreto – PFN 40-2

#### 4.7.23 Pilar PFN 50-2

O pilar PFN 50-2 apresentou um excelente comportamento durante o ensaio, com uma pequena discrepância dos dados do extensômetro EC3 em relação aos demais momentos antes da ruptura, como observado no gráfico da Figura 4.145.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de 4,32 %, 4,08 % e 3,55 %, respectivamente, com média de 3,98%, para uma força de 230 kN (99 % da força de ruína), evidenciando o esmagamento do concreto até o fim do ensaio.

Percebe-se uma grande deformação do concreto próximo à ruptura, ultrapassando o especificado pela ABNT NBR 6118:2003 como sendo o limite. Tal deformação pode ser justificada pela pequena esbelteza do pilar, juntamente com a contribuição da armadura comprimida para a resistência à flexão composta.

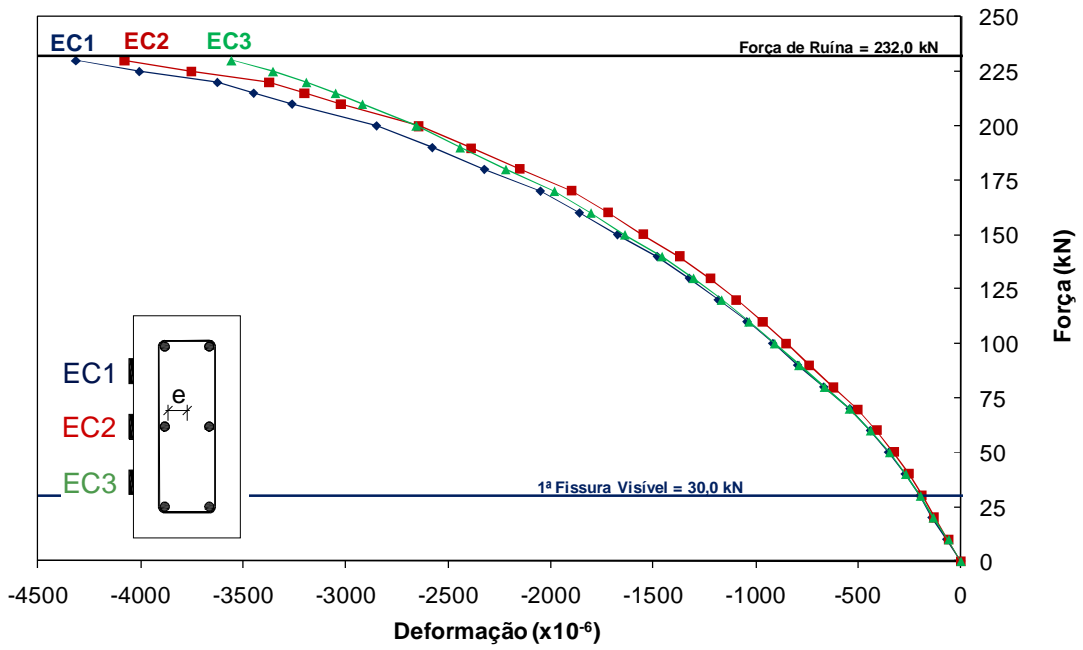


Figura 4.145 – Força versus deformação do concreto – PFN 50-2

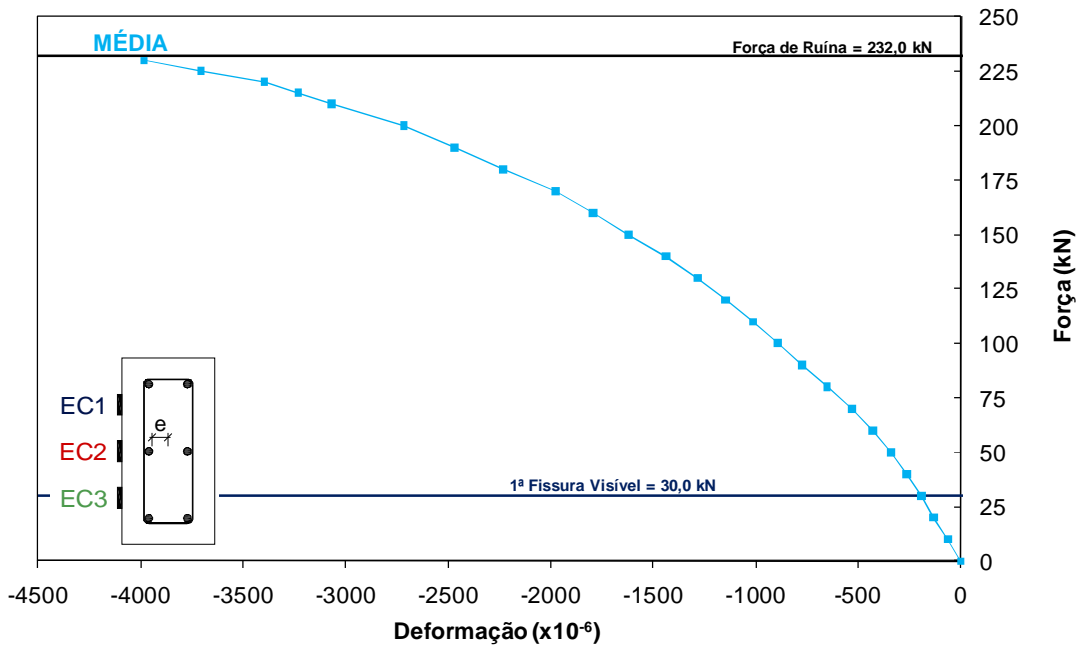


Figura 4.146 – Força versus deformação média do concreto – PFN 50-2

#### 4.7.24 Pilar PFN 60-2

O pilar PFN 60-2 apresentou um bom comportamento durante as fases de carregamento, apenas apresentando uma dispersão maior referente às deformações registradas pelo extensômetro EC3 em relação à média.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de 4,05 ‰, 3,42 ‰ e 2,57 ‰, respectivamente, para uma força de 195 kN, correspondendo a 98 % da força de ruína, evidenciando o esmagamento do concreto. A média das deformações registradas para o mesmo nível de carregamento foi de 3,35 ‰.

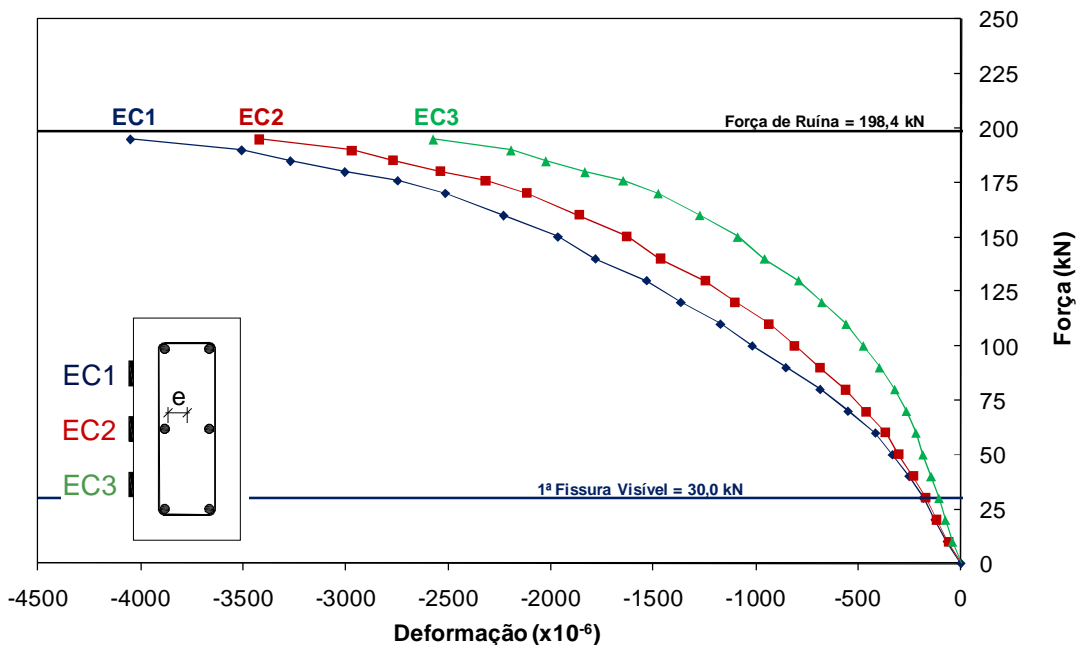


Figura 4.147 – Força versus deformação do concreto – PFN 60-2

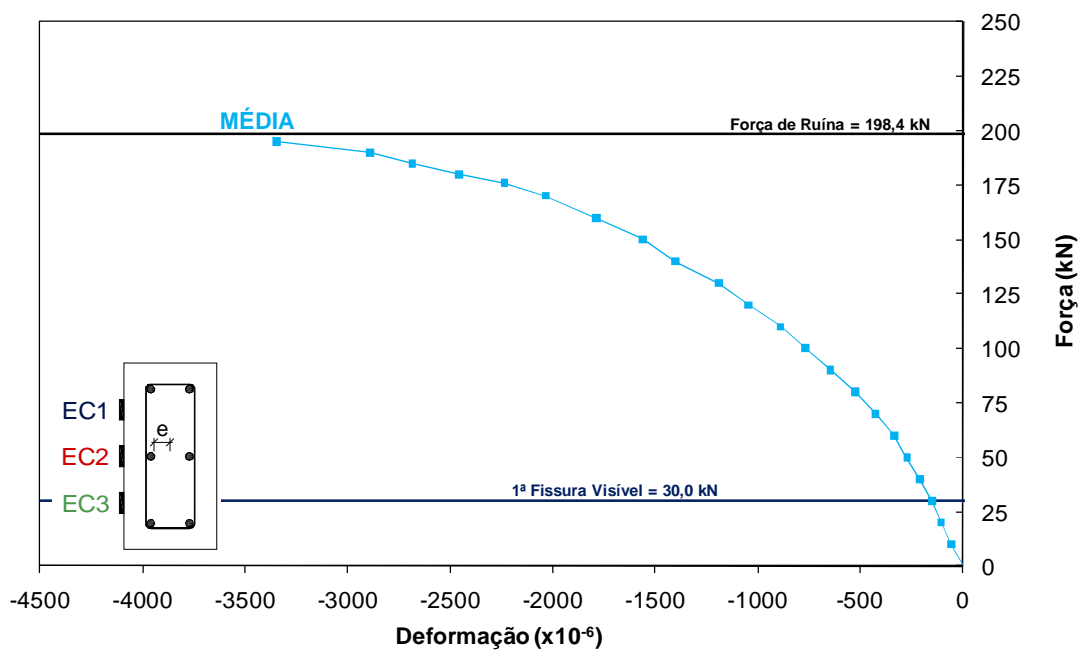


Figura 4.148 – Força versus deformação média do concreto – PFN 60-2

#### 4.7.25 Pilares Agrupados por Série

A seguir são apresentados os gráficos com as deformações médias do concreto dos pilares de cada série de ensaios numa mesma escala, de modo a facilitar a análise comparativa.

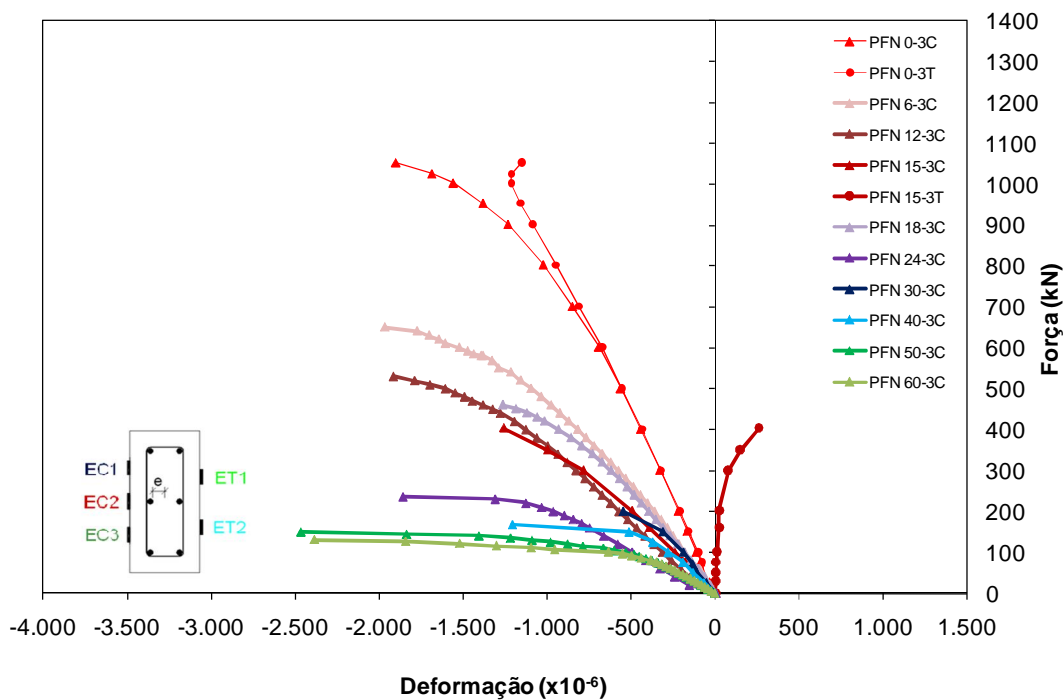


Figura 4.149 – Força versus deformação média no concreto – Série 1

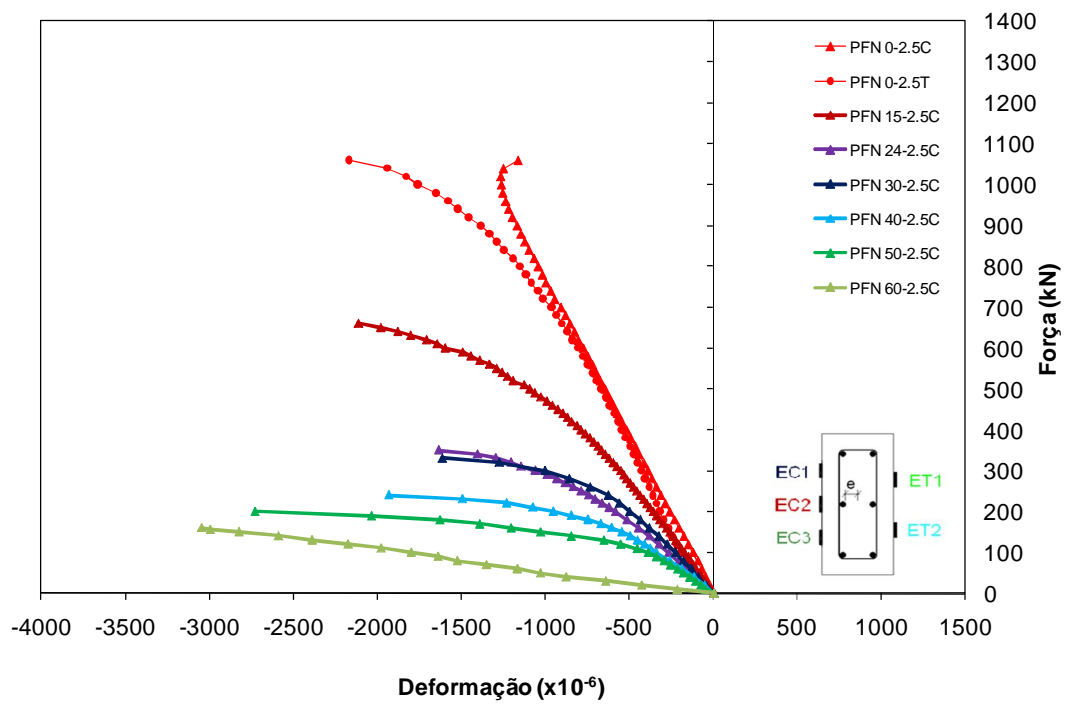


Figura 4.150 – Força versus deformação média no concreto – Série 2

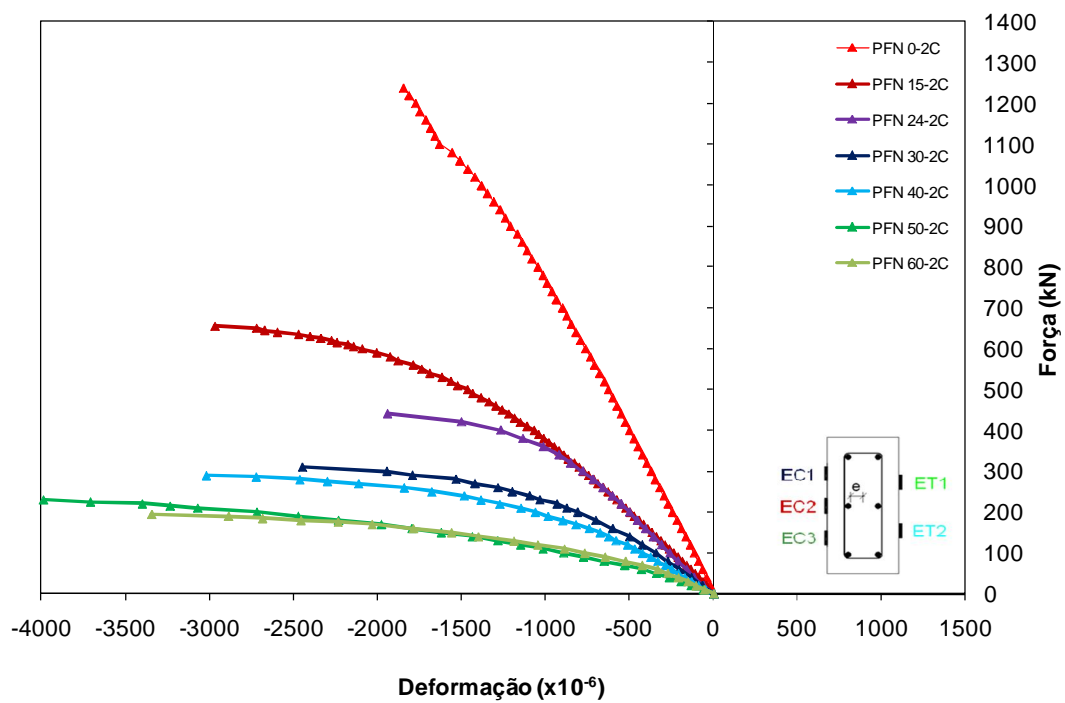


Figura 4.151 – Força versus deformação média no concreto – Série 3



Verifica-se que os pilares apresentaram um bom comportamento durante os ensaios, com um comportamento definido por duas fases distintas: uma linear, mesmo que às vezes pequena, para forças de pequena intensidade, devido a pouca influência dos efeitos de segunda ordem e pequenas tensões no concreto e aço, e outra não-linear, onde os efeitos de segunda ordem, juntamente com as não-linearidades dos materiais e a perda de rigidez devido à fissuração, influenciaram bastante nos resultados finais.

Para todos os pilares, percebe-se uma tendência de ruína do concreto no final do ensaio, sendo o fator principal da ruptura dos pilares.

Os pilares submetidos a compressão centrada, PFN 0-3, PFN 0-2,5 e PFN 0-2, apresentaram um comportamento semelhante, pois registraram uma fase linear, onde as deformações cresciam linearmente com o aumento da força aplicada, e após um determinado instante - podendo ser atribuído ao início da flambagem - passaram a sofrer os efeitos de segunda ordem. Foi verificado que o final das fases lineares dos pilares PFN 0-3, PFN 0-2,5 e PFN 0-2, foram para as forças de 500 kN, 580 kN e 680 kN, respectivamente, evidenciando o aumento dessa força com a diminuição da esbeltez dos pilares, como esperado.

Os valores destas forças foram obtidos a partir do instante em que as deformações entre as faces começaram a apresentar diferenças significativas, exceto para o pilar PFN 0-2, que foi obtido a partir do momento em que houve uma mudança na inclinação da curva inicial, estimada por uma reta.

Em relação aos pilares da Série 1, percebe-se que não houve um padrão de aumento nas deformações do concreto em relação ao aumento da excentricidade inicial aplicada, exceto para os pilares PFN 50-3 e PFN 60-3 que apresentaram deformações próximas a 2,5 ‰ ao final do ensaio. Isto não quer dizer que as deformações no concreto foram menores para os demais pilares da série, haja vista que o ponto final marca a última leitura efetuada e não a leitura na ruptura.

Verifica-se, portanto, que teoricamente as deformações no concreto deveriam ser maiores, e provavelmente foram até o final de cada experimento. Percebe-se a grande influência dos efeitos de segunda ordem nos pilares da Série 1, visto que de um modo geral foi necessário

apenas um pequeno incremento de força após a última leitura realizada, para se atingir a instabilidade do equilíbrio.

Para os pilares da Série 2, onde os efeitos de segunda ordem foram menores que os da Série 1, percebe-se um melhor comportamento dos pilares durante as fases de carregamento, com os pilares apresentando uma diminuição da rigidez com o aumento das excentricidade inicial aplicada.

Verifica-se que o pilar PFN 60-2,5 apresentou um comportamento inesperado durante o ensaio, com um comportamento linear durante todas as fases de carregamento, sendo adequado o seu re-ensaio.

Para os gráficos da Série 3, verifica-se que estes apresentaram maiores deformações no concreto em relação aos pilares das Séries 1 e 2, o que pode ser justificado pelo fato de os pilares da Série 3 estarem menos sujeitos aos efeitos de segunda ordem, podendo apresentar deformações maiores, haja vista que a instabilidade do equilíbrio não se manifesta precocemente, como verificado nos ensaios das Séries 1 e 2.

#### **4.8 DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS EXTREMIDADES DOS PILARES**

São apresentados a seguir os deslocamentos verticais das extremidades dos pilares ensaiados. Os dados das leituras desses defletômetros serão utilizados para a determinação do deslocamento vertical da aplicação da força e da rotação das extremidades durante os ensaios.

Nos pilares PFN 0-3, PFN 15-3, PFN 30-3, PFN 40-3, PRN 50-3 e PFN 60-3 foram utilizados defletômetros mecânicos, e nos demais pilares foram utilizados defletômetros elétricos que apresentavam a medida do deslocamento diretamente no sistema de aquisição de dados.

Alguns defletômetros elétricos não funcionaram durante todo ensaio, por motivo de mau contato da ligação ou por falta de contato com o pilar, alertando para maiores cuidados na

verificação destes nos ensaios seguintes. Vale ressaltar que cada ensaio só foi iniciado após a verificação do funcionamento desses equipamentos, o que não evitou as falhas.

Para o bom entendimento dos gráficos apresentados a seguir, note-se que o deslocamento com sinal negativo representa o deslocamento no sentido de cima para baixo, e o deslocamento com sinal positivo representa o deslocamento de baixo para cima de cada ponto monitorado. Note-se ainda que a excentricidade aplicada estava mais próxima dos defletômetros D3 e D4, exceto para os pilares sob compressão centrada.

Os deslocamentos verticais foram medidos com os defletômetros D1, D2, D3 e D4 e são mostrados da Figura 4.152 à Figura 4.175. Note-se que a escala horizontal e a escala vertical mudam de gráfico para gráfico.

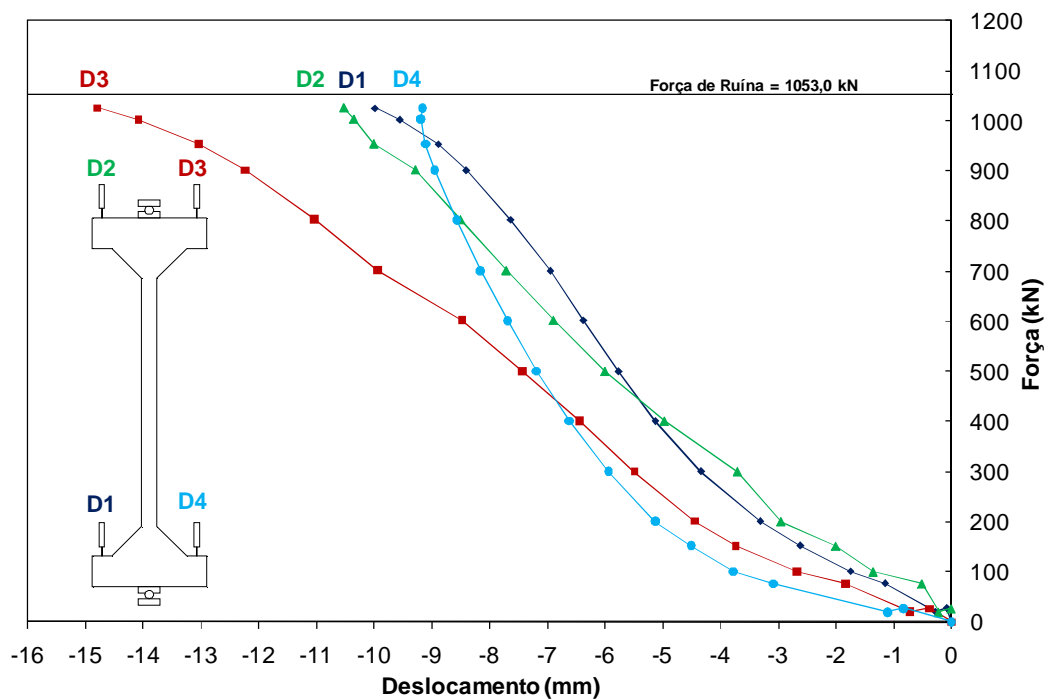


Figura 4.152 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 0-3

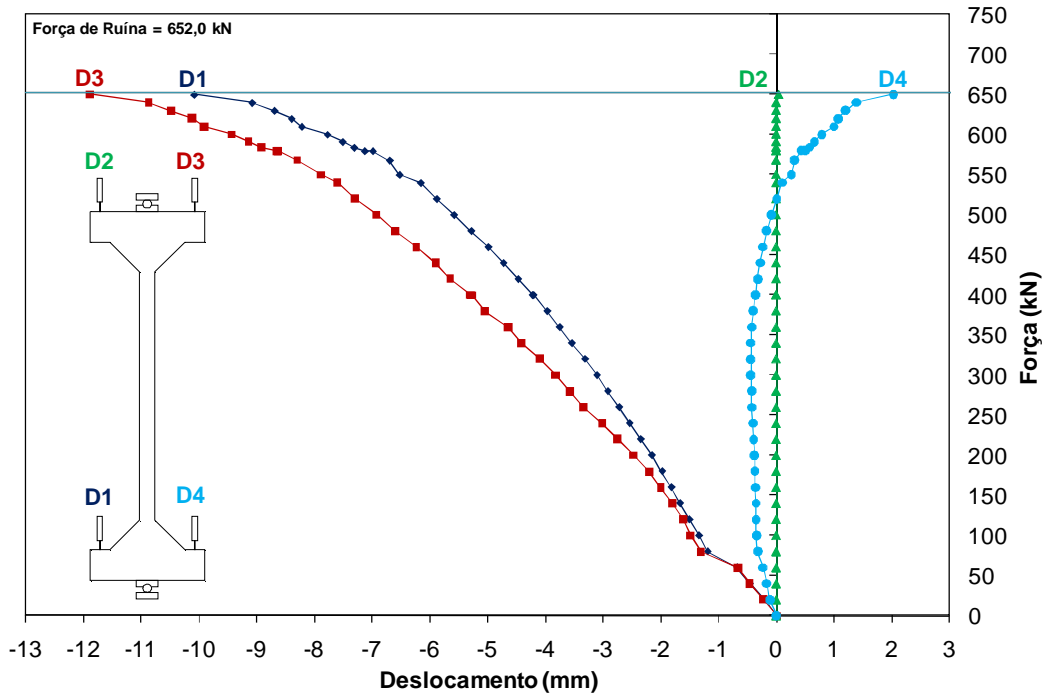


Figura 4.153 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 6-3

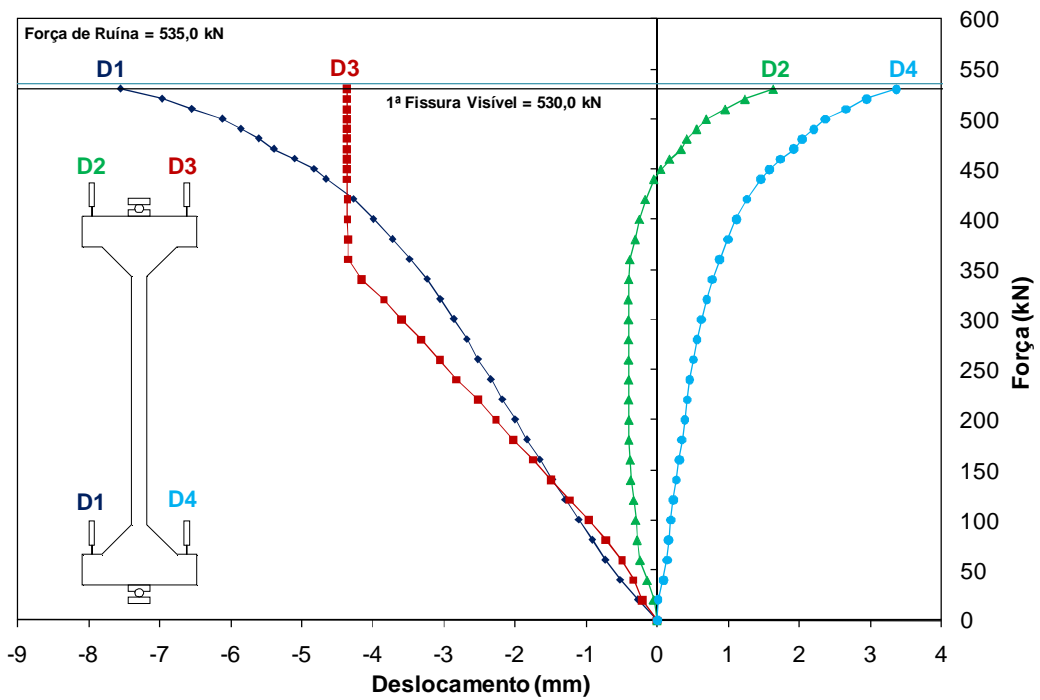


Figura 4.154 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 12-3

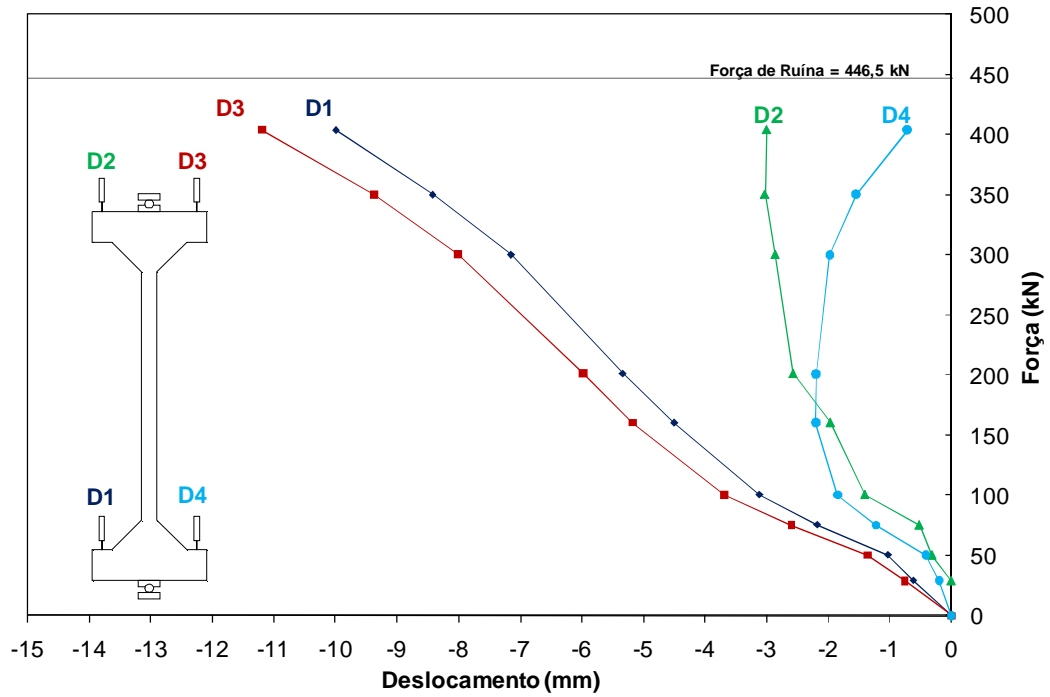


Figura 4.155 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 15-3

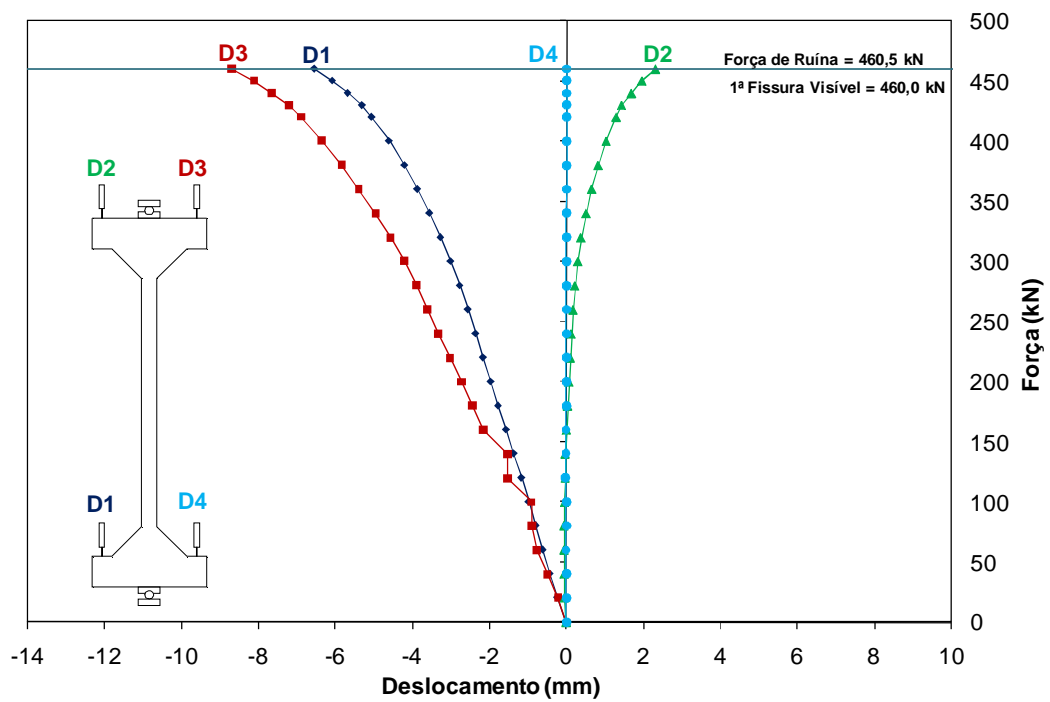


Figura 4.156 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 18-3

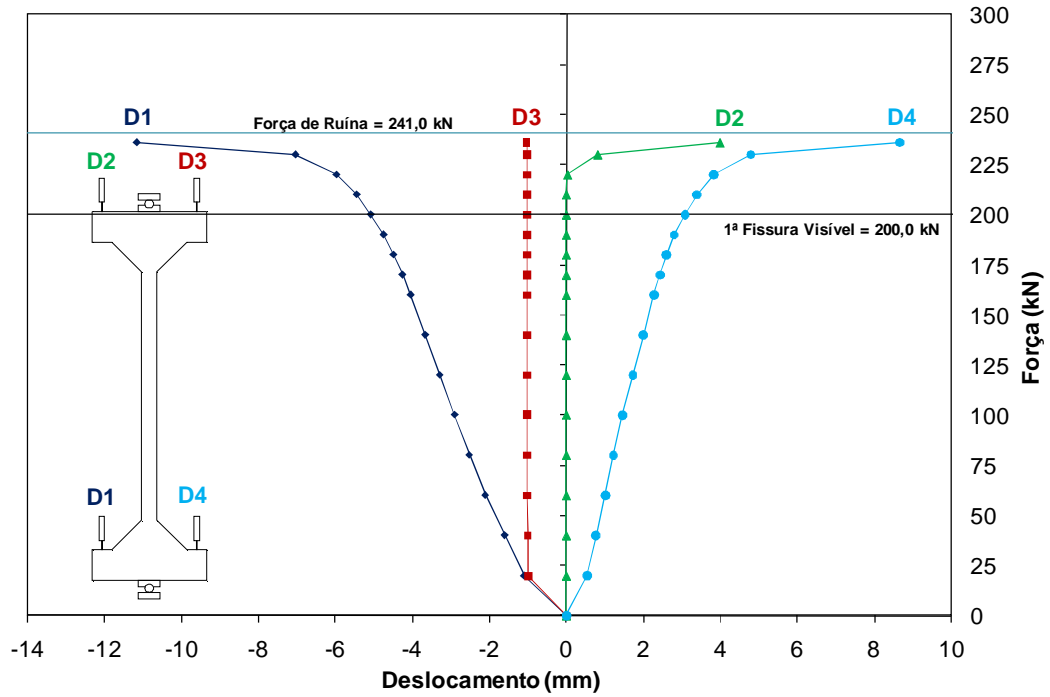


Figura 4.157 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 24-3

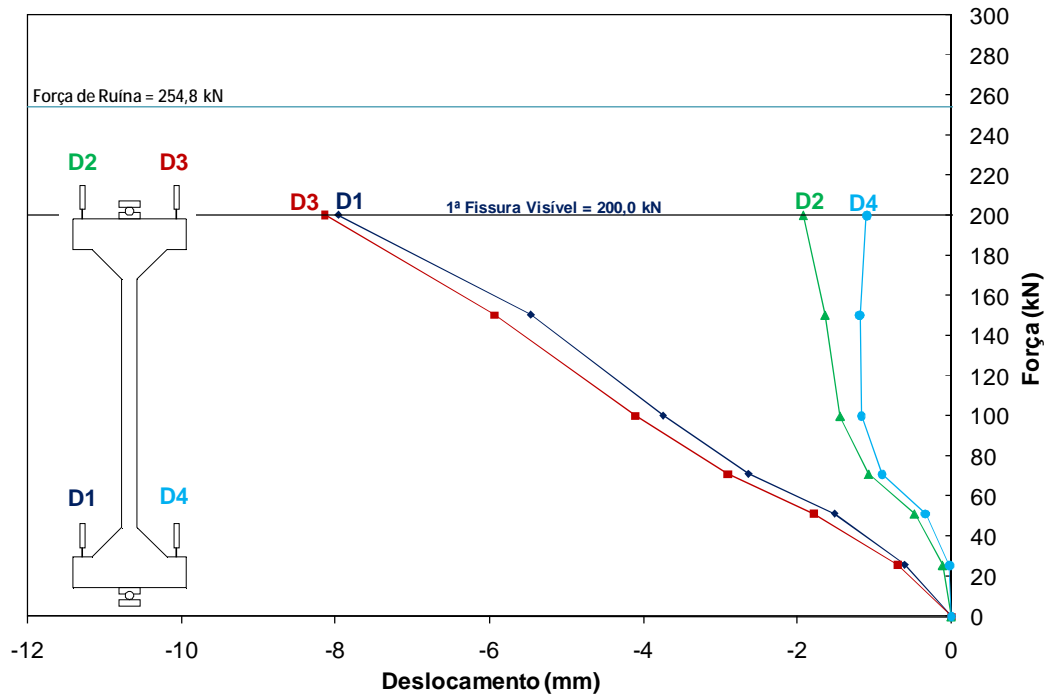


Figura 4.158 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 30-3

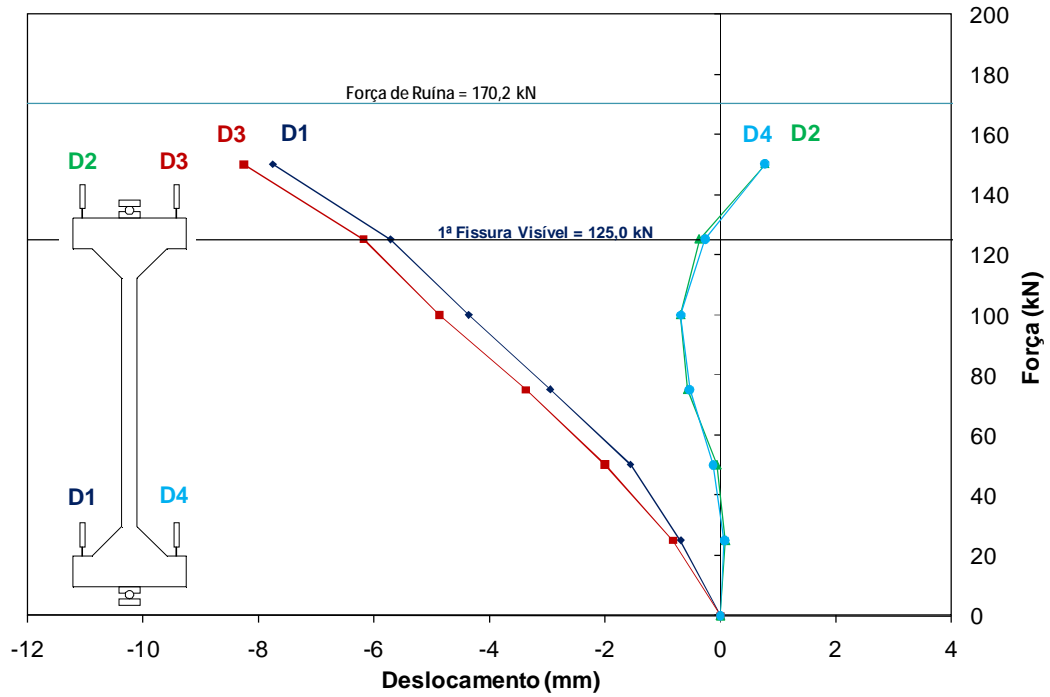


Figura 4.159 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 40-3

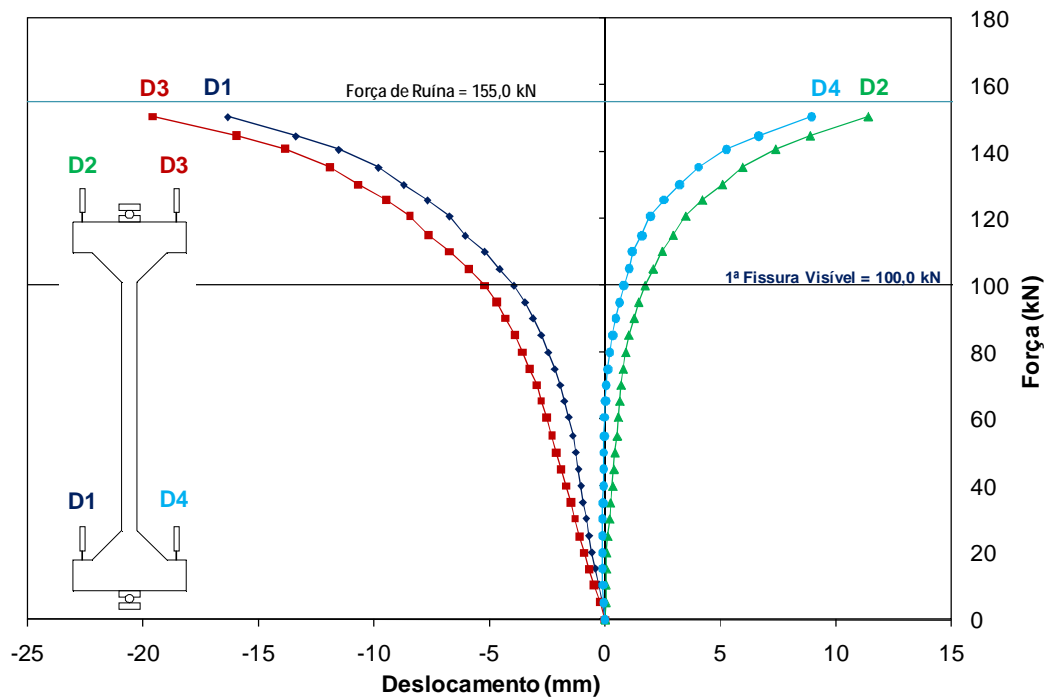


Figura 4.160 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 50-3

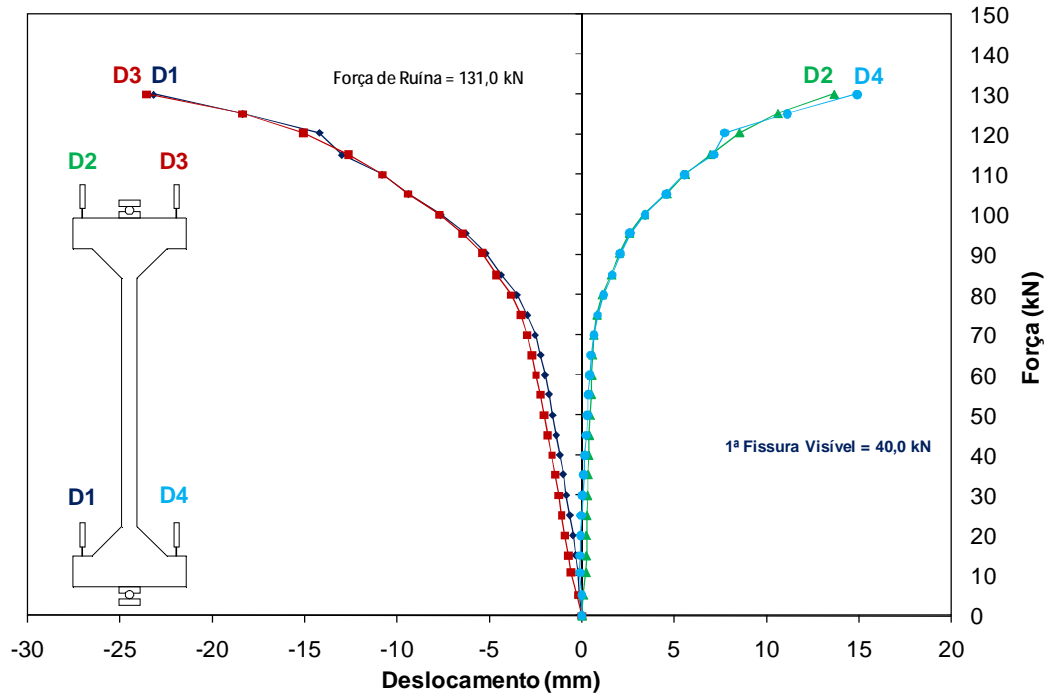


Figura 4.161 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 60-3

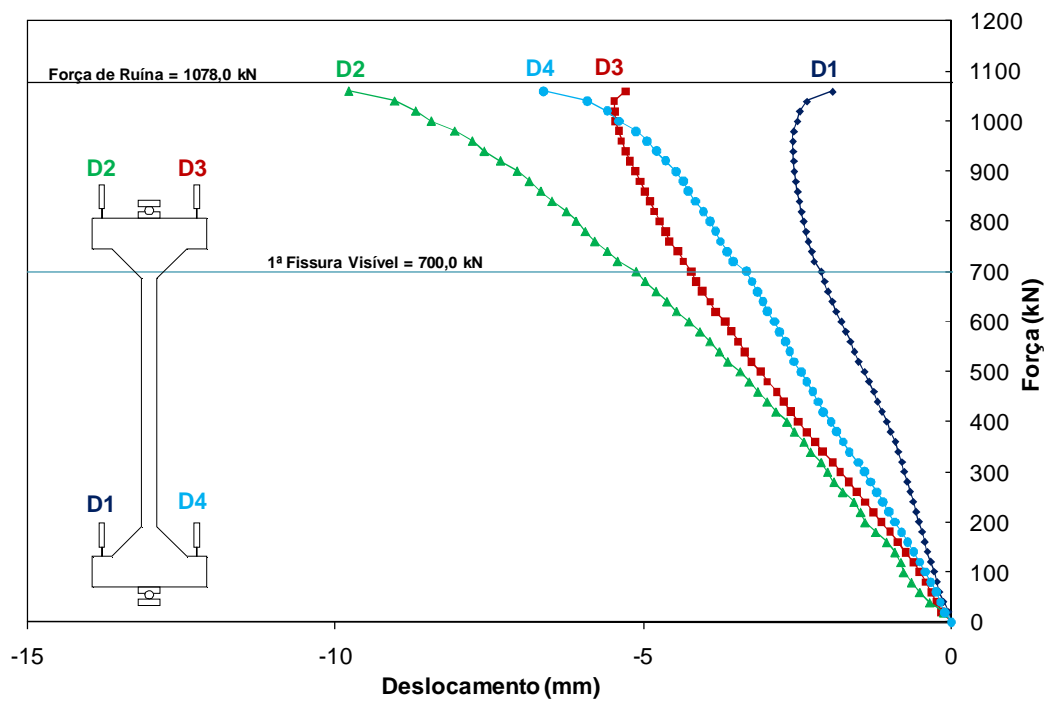


Figura 4.162 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 0-2,5



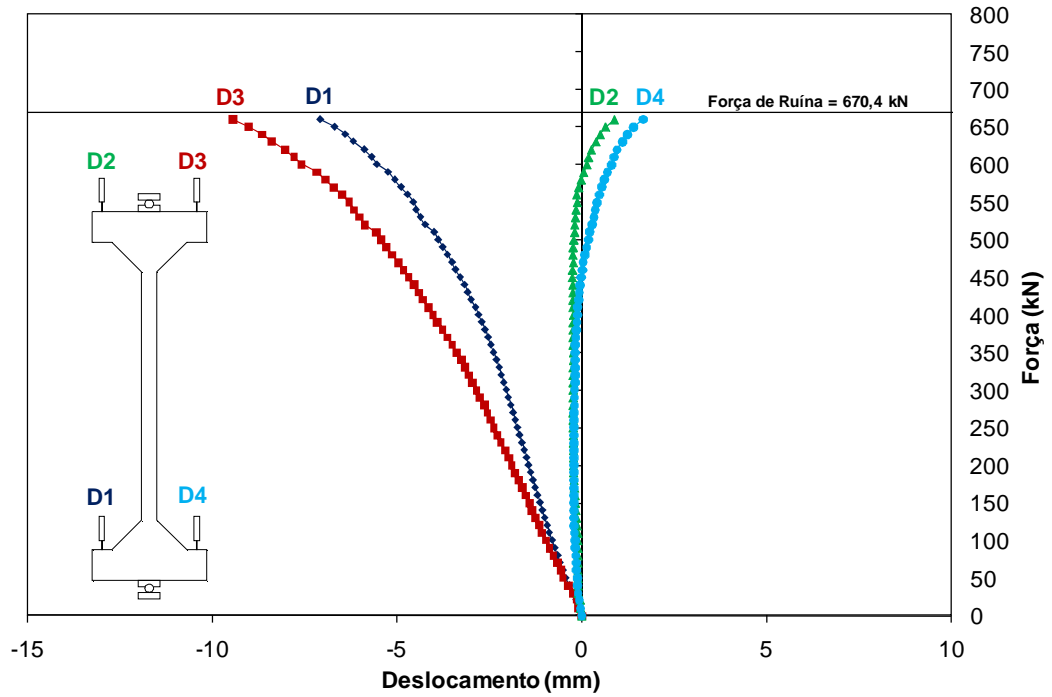


Figura 4.163 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 15-2,5

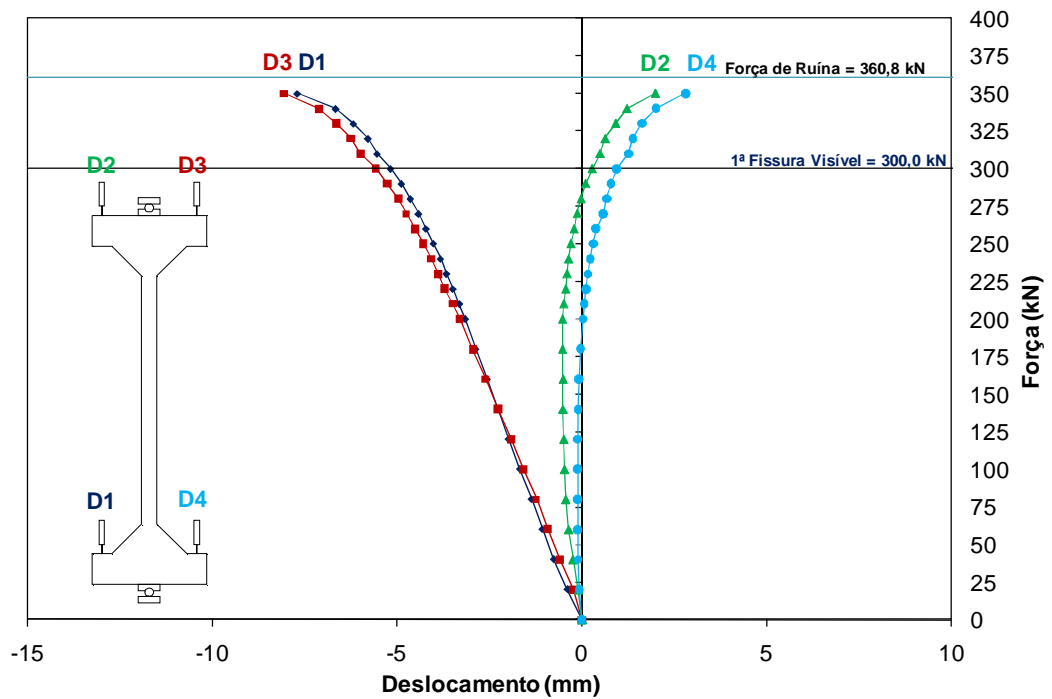


Figura 4.164 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 24-2,5

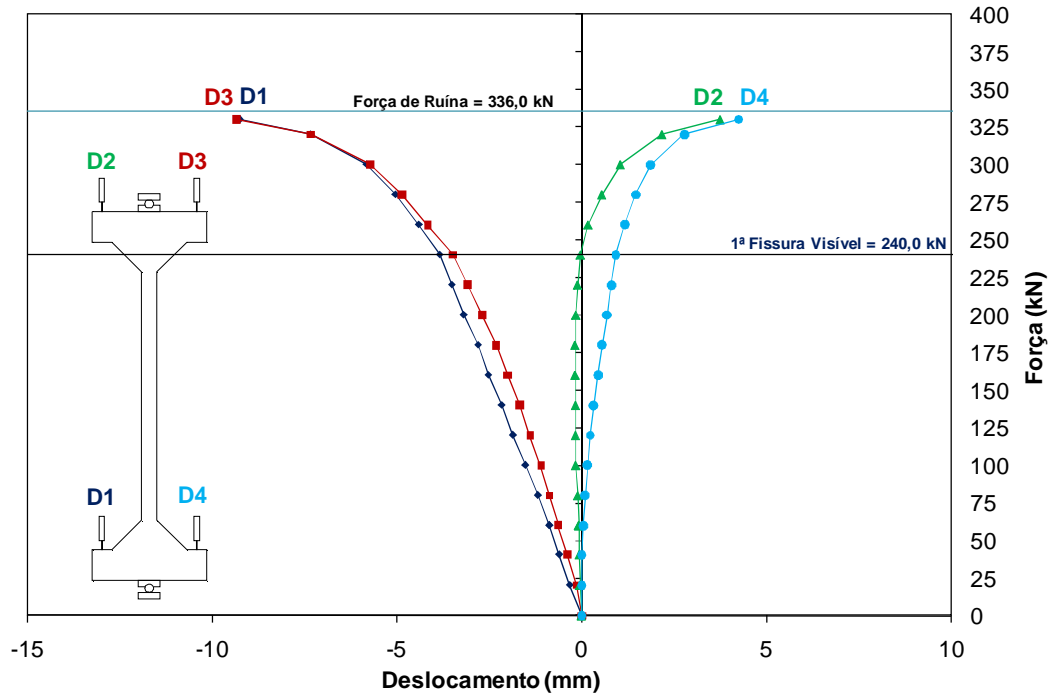


Figura 4.165 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 30-2,5

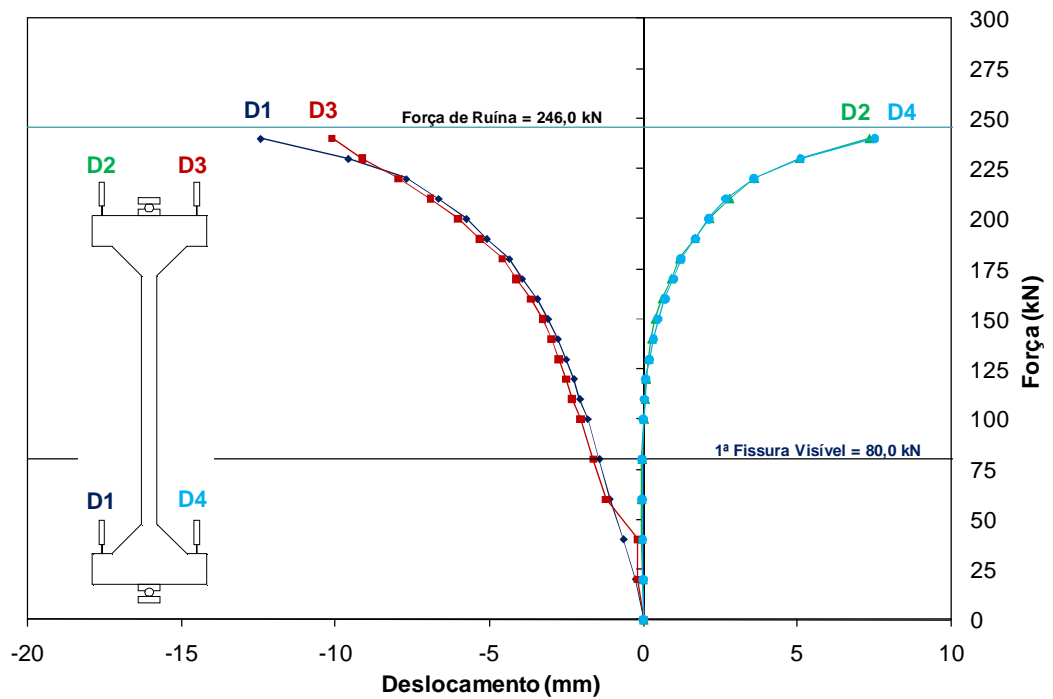


Figura 4.166 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 40-2,5

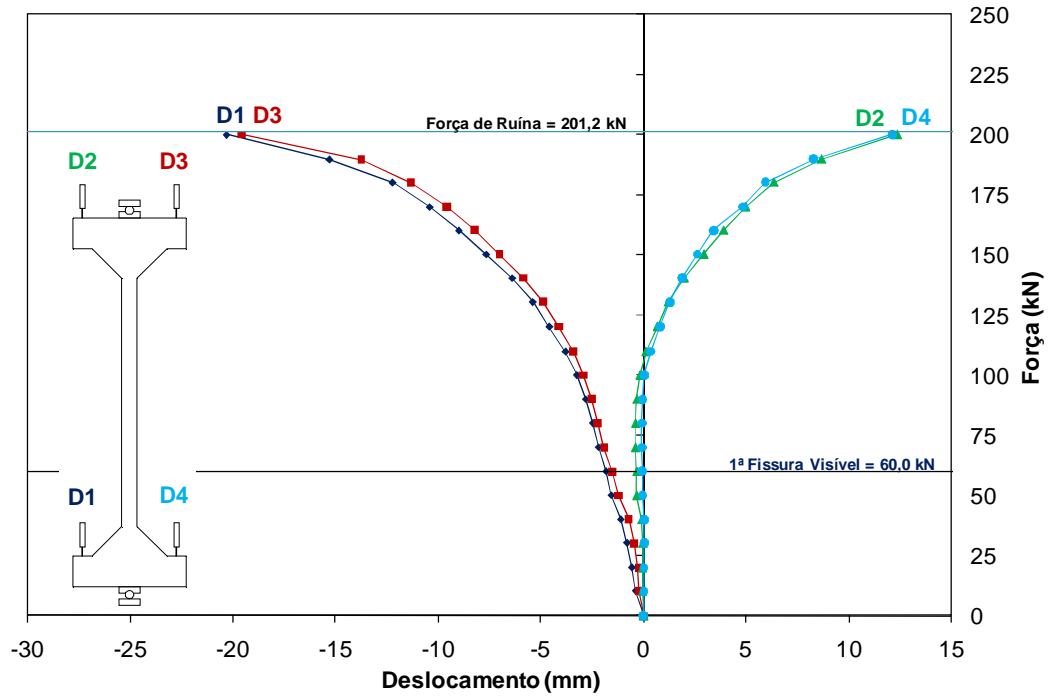


Figura 4.167 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 50-2,5

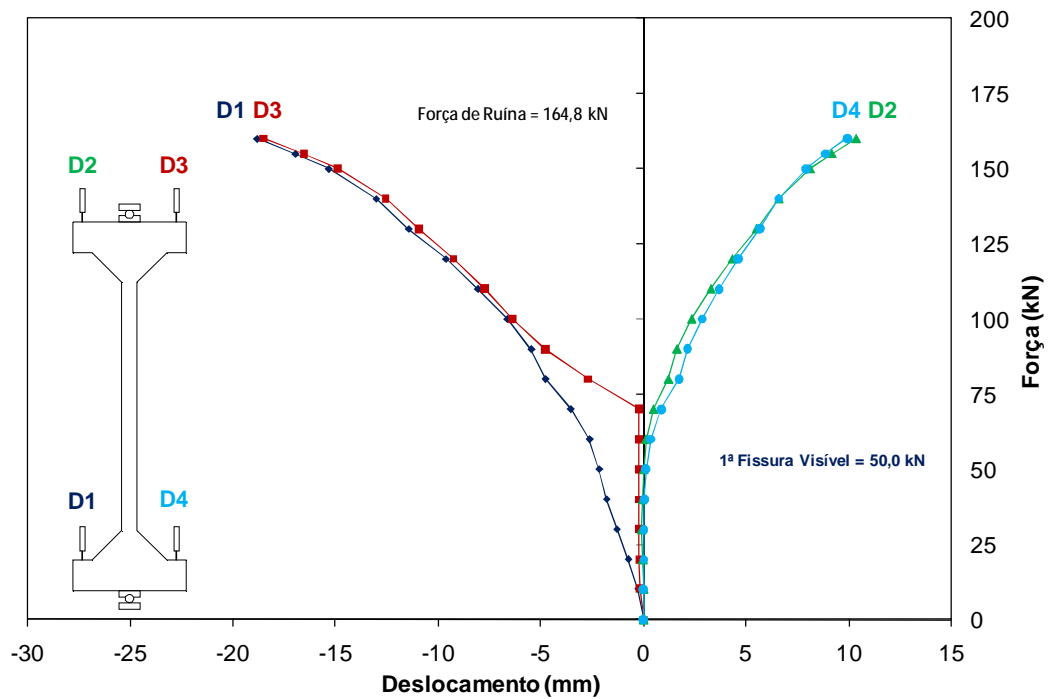


Figura 4.168 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 60-2,5

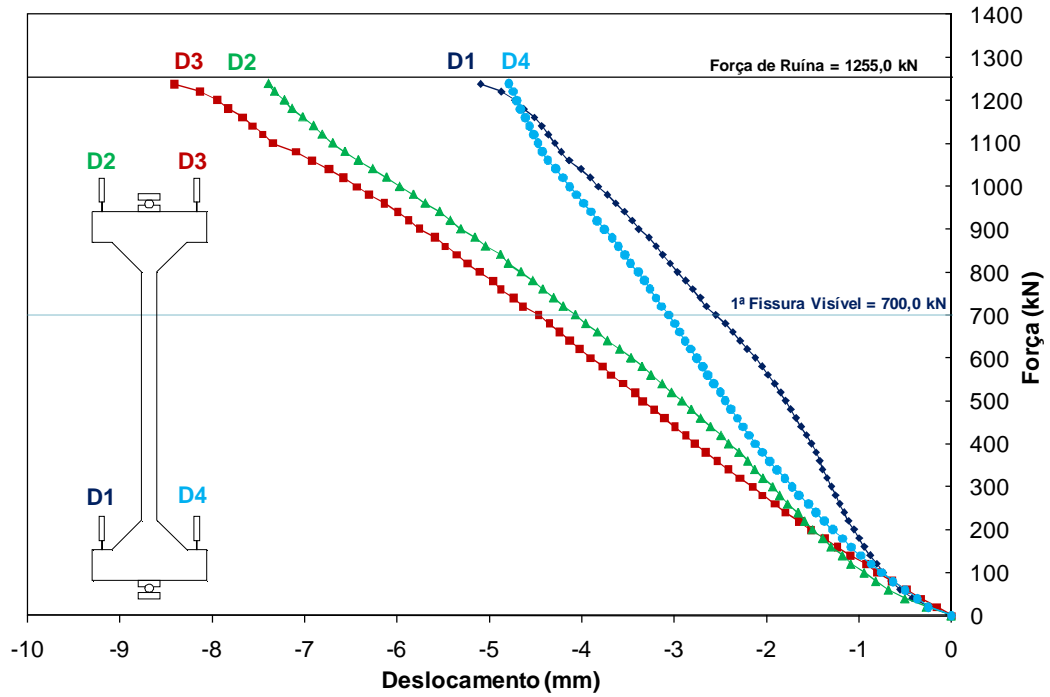


Figura 4.169 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 0-2

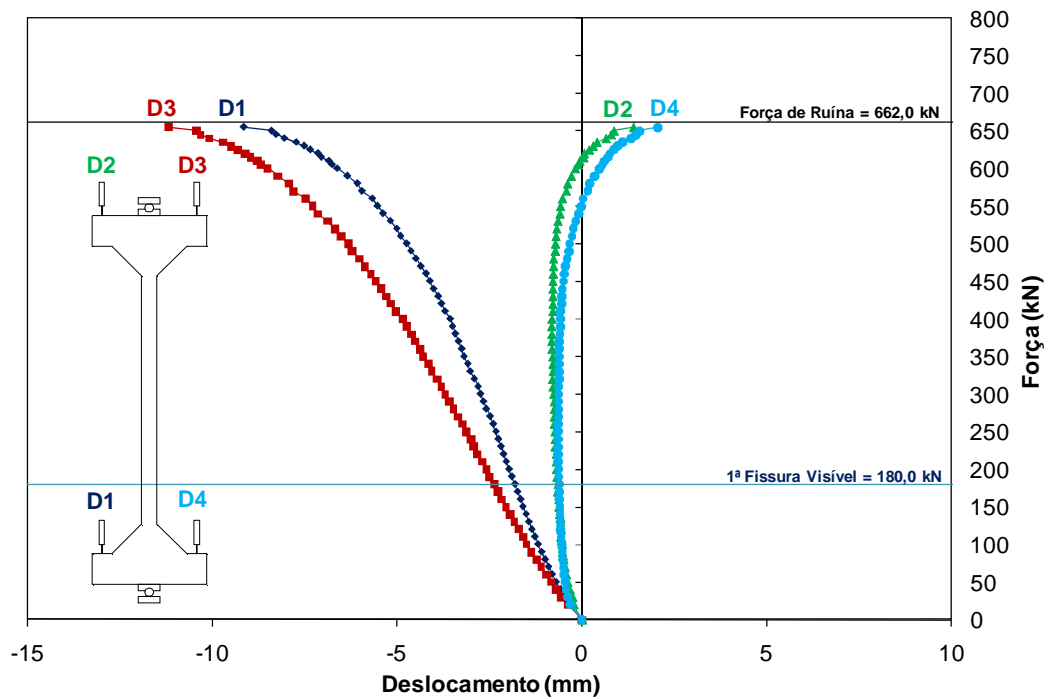


Figura 4.170 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 15-2

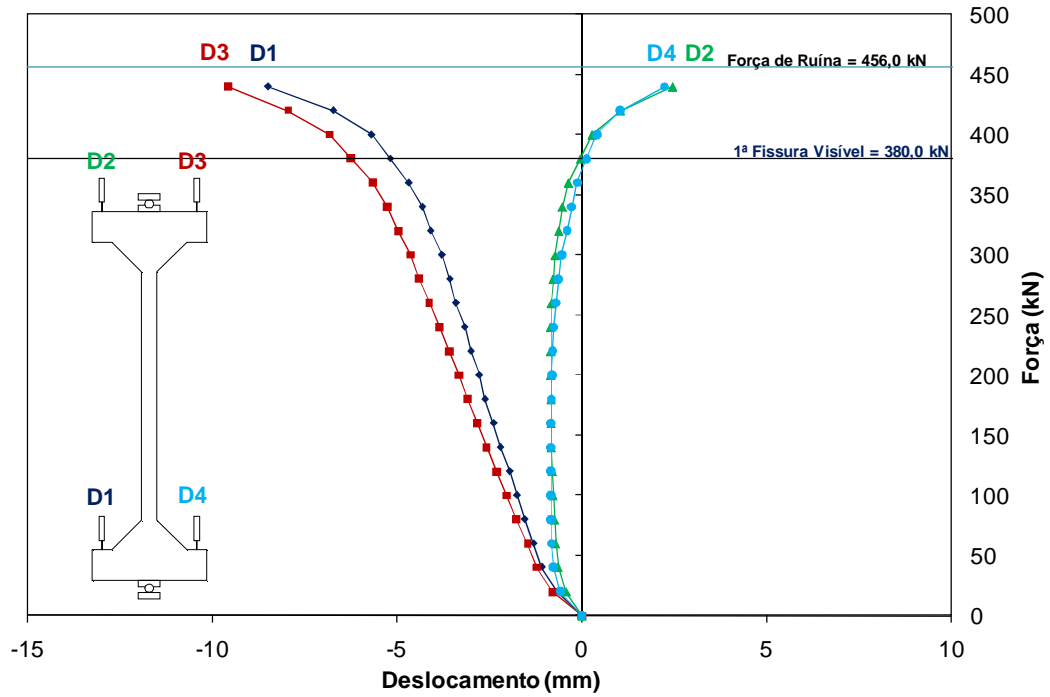


Figura 4.171 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 24-2

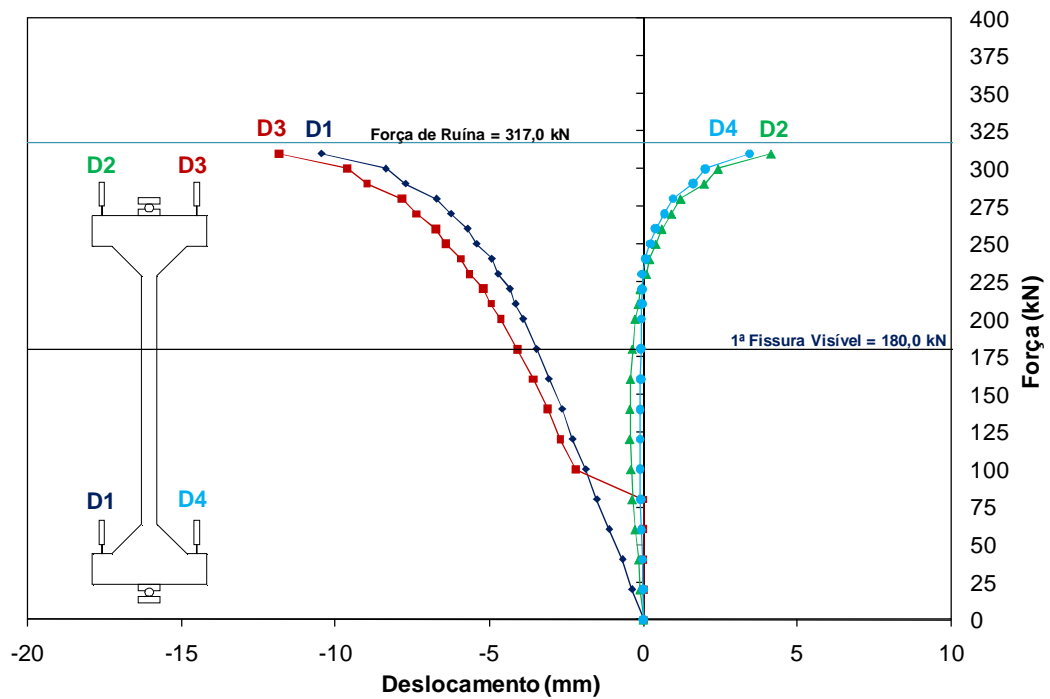


Figura 4.172 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 30-2

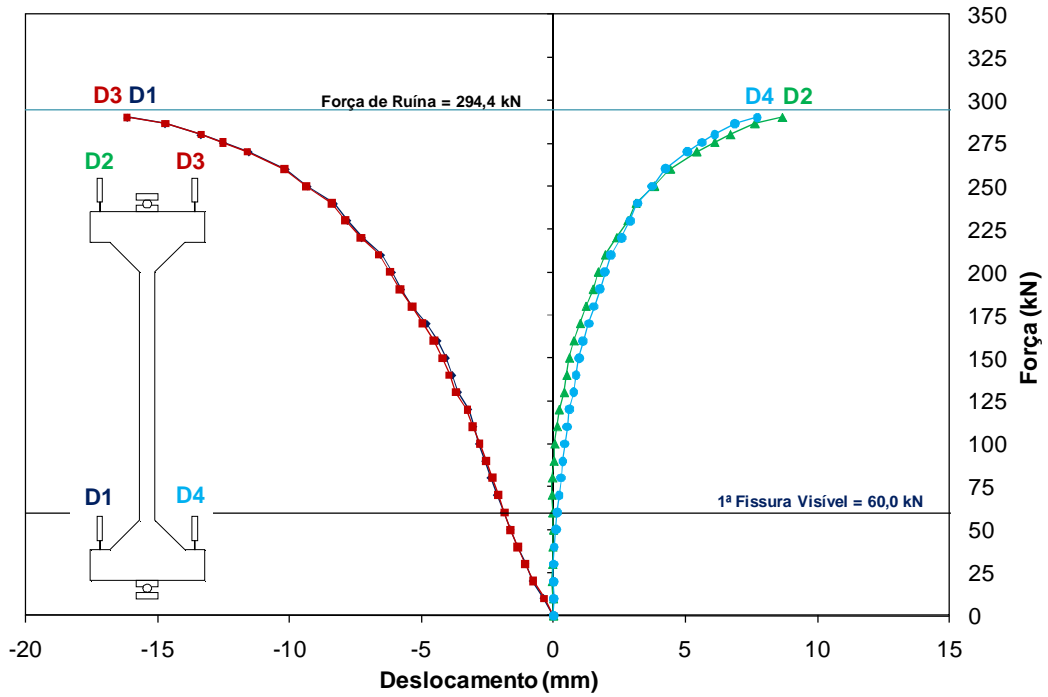


Figura 4.173 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 40-2

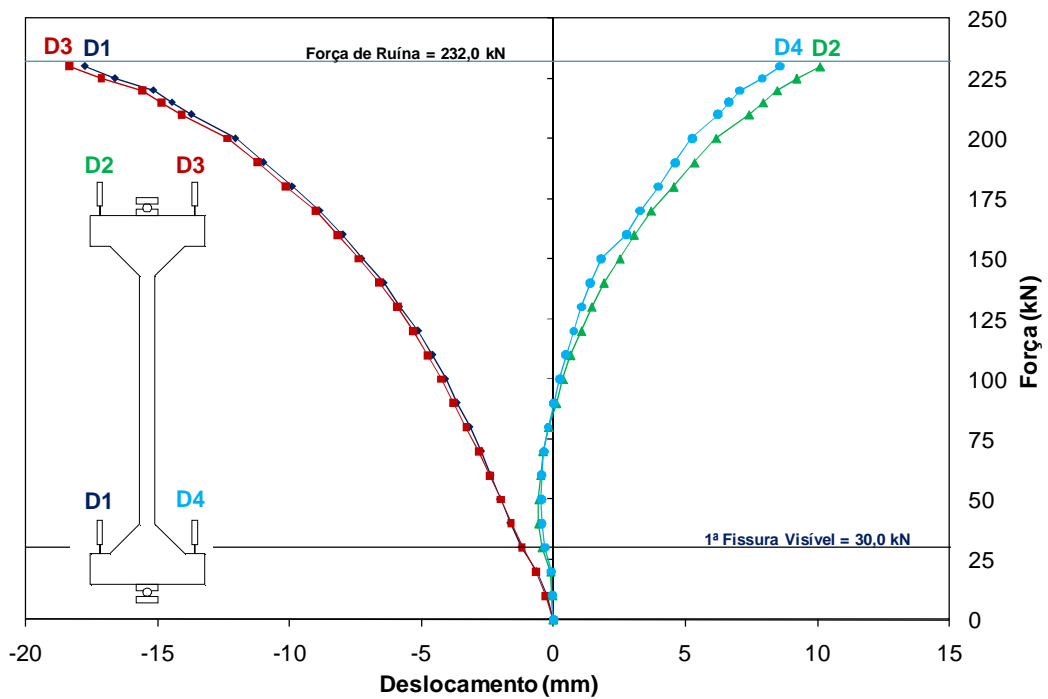


Figura 4.174 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 50-2

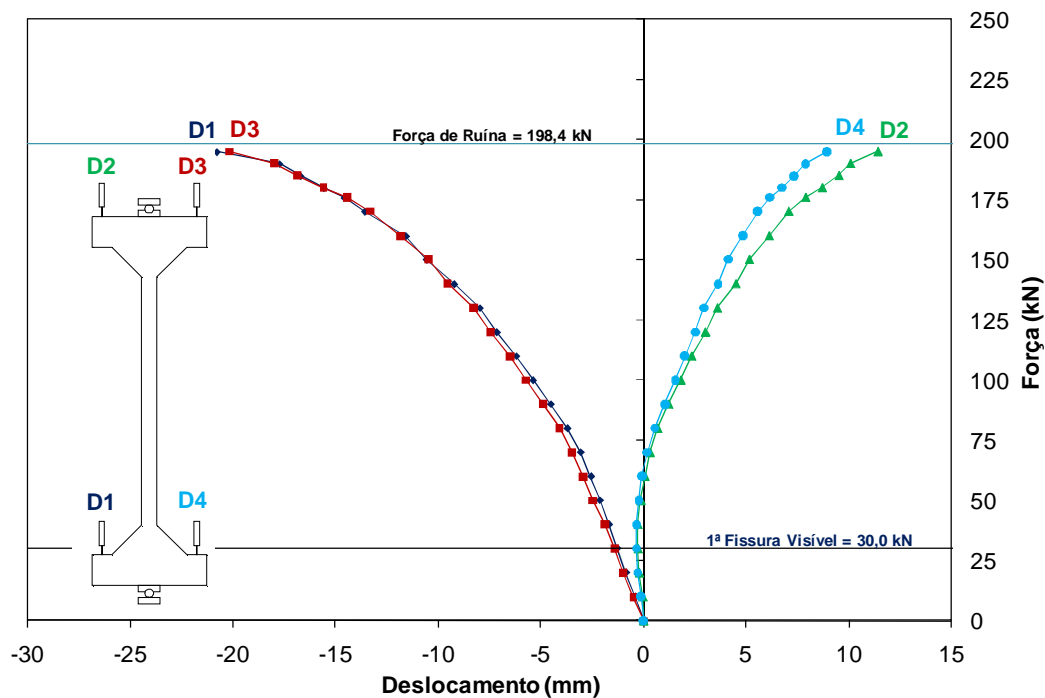


Figura 4.175 – Força versus deslocamentos verticais – PFN 60-2

Verifica-se para todos os pilares, exceto para os pilares sob compressão centrada, que houve um padrão de deslocamentos, onde os deslocamentos verticais dos defletômetros D1 e D3 apresentaram valores próximos um do outro. O mesmo comportamento foi verificado pelos extensômetros D2 e D4, como se percebe nos gráficos.

Para o pilar PFN 0-3, percebe-se um comportamento irregular durante as fases de carregamento, justificado pela acomodação do pilar sob compressão centrada, não sendo possível determinar um padrão de deslocamentos, como esperado.

Verifica-se na Figura 4.153 que o defletômetro D2 do pilar PFN 6-3 não funcionou, provavelmente devido a problemas na ligação do mesmo ao sistema de aquisição de dados. A conexão fornecida pelo fabricante do equipamento mostrou-se frágil.

Percebe-se na Figura 4.154 que o defletômetro D3 do pilar PFN 12-3 deixou de funcionar após o carregamento de 360,0 kN, provavelmente por falha em algum contato do extensômetro com o pilar, ou mal contato no plugue do defletômetro.

O pilar PFN 15-3 apresentou um bom comportamento durante o ensaio, com uma pequena discrepância entre os valores registrados pelos extensômetros D2 e D4.

Percebe-se na Figura 4.156 que o defletômetro D4 do pilar PFN 18-3 não funcionou, provavelmente por problemas na conexão do defletômetro.

O defletômetro D3 do pilar PFN 24-3 só funcionou na primeira etapa do carregamento e o defletômetro D2 só nas duas últimas etapas de leitura. Note-se que houve uma acomodação do pilar na primeira etapa do carregamento, talvez provocada por uma fissura pré-existente.

Para o pilar PFN 30-3, percebe-se que os defletômetros D1 e D3 apresentaram um comportamento próximo ao linear durante as fases de carregamento, enquanto os defletômetros D2 e D4, apresentaram uma acomodação até uma força de 70 kN e após isso apresentaram uma pequena diferença entre si, com uma tendência de permanecerem constantes até o final do ensaio.

O pilar PFN 40-3 apresentou um bom comportamento durante o ensaio, com os deslocamentos dos defletômetros D1 e D3 e dos defletômetros D2 e D4 muito próximos entre si. Percebe-se uma acomodação do pilar, registrada pelos defletômetros D2 e D4 até uma força de 80 kN, onde a curva inverte a curvatura e apresenta uma tendência de apresentar deslocamentos positivos, ou seja, de baixo para cima.

Percebe-se um bom comportamento no pilar PFN 50-3, com o pilar apresentando deslocamentos coerentes entre os defletômetros D1 e D3, e defletômetros D2 e D4, com uma tendência assintótica em ambos os casos.

O pilar PFN 60-3 apresentou um excelente comportamento durante todo o carregamento, com os deslocamentos registrados pelos defletômetros D1 e D3, e defletômetros D2 e D4, bastante próximos entre si, apresentando uma tendência assintótica próximo ao fim do ensaio em ambos os casos.

Para os pilares da Série 2, percebe-se um bom comportamento de todos os pilares, exceto para alguns problemas registrados no defletômetro D3 do pilar PFN 60-2,5, que provavelmente não estava fazendo contato com o pilar, mas que após esta constatação foi ajustado e passou a apresentar deslocamentos condizentes com o defletômetro D1.



Para o pilar com carregamento centrado, PFN 0-2,5, percebe-se ainda uma influência dos efeitos de segunda ordem após uma fase praticamente linear entre os deslocamentos. Em seguida percebe-se que há uma tendência de se aumentar a rotação no decorrer do ensaio, o que foi registrado pelas diferenças entre os deslocamentos de D1 e D4 e de D2 e D3.

Para os pilares PFN 15-2,5, PFN 24-2,5 e PFN 30-2,5, verifica-se um comportamento semelhante, com os defletômetros D1 e D3 apresentando uma curva bem definida, com uma tendência assintótica e os defletômetros D2 e D4 apresentando deslocamentos inicialmente negativos e em seguida positivos, exceto para o pilar PFN 30-2,5 que apresentou deslocamentos positivos já a partir dos primeiros carregamentos. Nesses pilares, verifica-se que o deslocamento em módulo do defletômetro D3 foi maior do que o D1 e que o deslocamento do defletômetro D4 foi maior do que o de D2, o que pode ser justificado pelo fato dos pilares estarem sofrendo um maior encurtamento devido à pequena excentricidade inicial aplicada.

Verifica-se que os pilares PFN 40-2,5, PFN 50-2,5 e PFN 60-2,5 apresentaram um comportamento semelhante entre si durante as fases de carregamento. Percebe-se que o pilar PFN 50-2,5 apresentou deslocamentos negativos nos defletômetros D2 e D4, provavelmente justificado por uma acomodação do pilar durante as primeiras fases de carregamento. Como a influência do momento fletor prevalecia em relação à força axial, percebe-se que não há tanta diferença entre as leituras dos defletômetros D1 e D3 e os defletômetros D2 e D4.

Na Série 3 verifica-se um bom comportamento do pilar PFN 0-2, com os deslocamentos dos defletômetros D2 e D3 próximos a uma reta e apresentando deslocamentos superiores aos registrados pelos defletômetros D1 e D4, evidenciando o grande encurtamento do pilar durante as fases de carregamento.

Todos os pilares da Série 3 tiveram bom comportamento, com os pilares PFN 0-2, 15-2 e 24-2 apresentando uma certa acomodação inicial, provavelmente por recalque do apoio ajustado com gesso, e o defletômetro D3 do pilar PFN 30-2 funcionando apenas a partir da força de 100 kN.

Para evitar problemas em ensaios futuros, deverá ser realizada uma conexão mais segura, que evite a falta de contato dos fios com os conectores, uma lubrificação adequada da haste interna e uma solução mais adequada do sistema de pesos utilizados para a garantia do contato haste/pilar.

#### 4.8.1 Deslocamento do Ponto de Aplicação de Força dos Pilares Ensaçados

A partir das leituras dos defletômetros D1, D2, D3 e D4 foi possível determinar o deslocamento do ponto de aplicação de força dos pilares ensaiados. A Tabela 4.6 mostra o deslocamento do ponto de aplicação de força dos pilares ensaiados.

Tabela 4.6 – Deslocamento do ponto de aplicação de força dos pilares ensaiados

	Modelo	e (mm)	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>leitura</sub> (kN)	(%) F <sub>u</sub>	Δ <sub>sup</sub> (mm)	Δ <sub>inf</sub> (mm)	Deslocamento Δp (mm)
Série 3 (L=2,0 m)	PFN 0-3	0	1053	1025,6	97,40	-12,62	-9,58	-3,05
	PFN 6-3	6	652	650	99,69	-	-3,93	-
	PFN 12-3	12	535	530	99,07	-	-1,91	-
	PFN 15-3	15	447	404	90,48	-7,51	-5,16	-2,34
	PFN 18-3	18	461	460,2	99,93	-3,46	-	-
	PFN 24-3	24	241	236	97,93	-	-0,61	-
	PFN 30-3	30	255	200,2	78,57	-5,29	-4,25	-1,04
	PFN 40-3	40	170	150,2	88,25	-4,24	-3,02	-1,22
	PFN 50-3	50	155	150,6	97,16	-6,22	-1,98	-4,24
	PFN 60-3	60	131	130	99,24	-8,03	-1,02	-7,02
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 0-2.5	0	1078	1059,6	98,29	-7,53	-4,28	-3,26
	PFN 15-2.5	15	670	660,0	98,45	-4,50	-2,54	-1,96
	PFN 24-2.5	24	361	350,0	97,01	-3,37	-2,10	-1,27
	PFN 30-2.5	30	336	330,0	98,21	-3,37	-1,95	-1,42
	PFN 40-2.5	40	246	240,0	97,56	-2,34	-1,37	-0,97
	PFN 50-2.5	50	201	200,0	99,40	-5,79	-1,87	-3,92
	PFN 60-2.5	60	165	160,0	97,09	-6,44	-2,10	-4,35
Série 3 (L=2,0 m)	PFN 0-2	0	1255	1238,0	98,65	-7,90	-4,95	-2,95
	PFN 15-2	15	662	655,0	98,94	-5,15	-3,32	-1,83
	PFN 24-2	24	456	440,0	96,49	-3,96	-2,78	-1,18
	PFN 30-2	30	317	310,0	97,79	-4,51	-2,94	-1,57
	PFN 40-2	40	294	290,0	98,51	-5,11	-2,91	-2,20
	PFN 50-2	50	232	230,0	99,14	-6,08	-2,79	-3,29
	PFN 60-2	60	198	195,0	98,29	-6,99	-3,47	-3,52

Para os pilares PFN 6-3, PFN 12-3, PFN 18-3 e PFN 24-3 não foi possível se determinar o deslocamento do ponto de aplicação de força dos pilares devido a problemas de leituras nos defletômetros elétricos.

O procedimento de determinação do deslocamento do ponto de aplicação de força é mostrado no Anexo A.

Verifica-se na Tabela 4.6 que os pilares com maior excentricidade aplicada foram os que mais apresentaram deslocamento do ponto de aplicação de força durante os ensaios, como esperado.

Percebe-se de um modo geral que há uma tendência de aumento do deslocamento vertical do ponto de aplicação de força com o aumento da excentricidade da força aplicada.

A Figura 4.176 mostra a posição e a numeração dos defletômetros utilizados para a medição dos deslocamentos verticais dos pilares, juntamente com a deformada dos pilares com excentricidade de aplicação de força para um melhor entendimento.

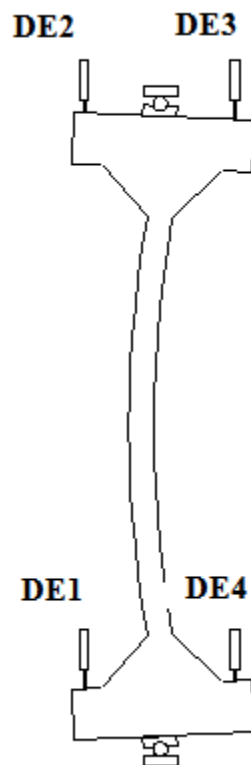


Figura 4.176 – Medição dos deslocamentos verticais dos pilares

#### 4.8.2 Rotações nas Extremidades dos Pilares Ensaçados

Com os dados dos defletômetros D1, D2, D3 e D4 também foi possível determinar a rotação nos extremos de cada pilar. A Tabela 4.7 mostra as rotações calculadas das extremidades dos pilares.

Tabela 4.7 - Rotações nas extremidades dos pilares

	Modelo	e (mm)	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>leitura</sub> (kN)	(% F <sub>u</sub> )	Rotações das extremidades			
						$\theta_{sup}$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$\theta_{inf}$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$\theta_{sup}$ (°)	$\theta_{inf}$ (°)
Série 1 (L=3,0 m)	PFN 0-3	0	1053,0	1025,6	97,40	5,95	-1,14	0,34	-0,07
	PFN 6-3	6	652,0	650,0	99,69	-	-16,60	-	-0,95
	PFN 12-3	12	535,0	530,0	99,07	-	-14,94	-	-0,86
	PFN 15-3	15	446,5	404,0	90,48	10,52	-12,70	0,60	-0,73
	PFN 18-3	18	460,5	460,2	99,93	15,08	-	0,86	-
	PFN 24-3	24	241,0	236,0	97,93	-	-27,18	-	-1,56
	PFN 30-3	30	254,8	200,2	78,57	8,51	-9,41	0,49	-0,54
	PFN 40-3	40	170,2	150,2	88,25	12,37	-11,67	0,71	-0,67
	PFN 50-3	50	155,0	150,6	97,16	42,47	-34,63	2,43	-1,98
	PFN 60-3	60	131,0	130,0	99,24	50,97	-52,15	2,92	-2,99
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 0-2.5	0	1078,0	1059,6	98,29	-6,15	6,42	-0,35	0,37
	PFN 15-2.5	15	670,4	660,0	98,45	14,15	-11,95	0,81	-0,68
	PFN 24-2.5	24	360,8	350,0	97,01	13,80	-14,38	0,79	-0,82
	PFN 30-2.5	30	336,0	330,0	98,21	17,88	-18,46	1,02	-1,06
	PFN 40-2.5	40	246,0	240,0	97,56	23,92	-27,31	1,37	-1,57
	PFN 50-2.5	50	201,2	200,0	99,40	43,78	-44,36	2,51	-2,54
	PFN 60-2.5	60	164,8	160,0	97,09	39,55	-39,39	2,27	-2,26
Série 3 (L=2,0 m)	PFN 0-2	0	1255,0	1238,0	98,65	1,38	-0,42	0,08	-0,02
	PFN 15-2	15	662,0	655,0	98,94	17,23	-15,34	0,99	-0,88
	PFN 24-2	24	456,0	440,0	96,49	16,46	-14,71	0,94	-0,84
	PFN 30-2	30	317,0	310,0	97,79	21,87	-19,06	1,25	-1,09
	PFN 40-2	40	294,4	290,0	98,51	34,01	-32,70	1,95	-1,87
	PFN 50-2	50	232,0	230,0	99,14	38,97	-36,04	2,23	-2,07
	PFN 60-2	60	198,4	195,0	98,29	43,24	-40,69	2,48	-2,33

Percebe-se na Tabela 4.7 que os pilares que apresentaram maior rotação tanto na extremidade superior quanto na inferior foram os pilares PFN 60-3, PFN 60-2,5 e PFN 60-2, como esperado.

Vale ressaltar que os pilares PFN 6-3, PFN 12-3, PFN 18-3 e PFN 24-3 apresentaram problemas nas leituras em um dos defletômetros, como mostrado anteriormente. Considerando os dados dos defletômetros elétricos dos pilares que não apresentaram problemas, percebe-se uma tendência de aumento das rotações nos apoios com o aumento da excentricidade da força aplicada.

## 4.9 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os deslocamentos horizontais dos pilares foram medidos pelos defletômetros D5, D6 e D7, posicionados na zona central do pilar. Os valores dos deslocamentos verticais obtidos pelos defletômetros D8 e D9, posicionados nos aparelhos de apoio superior e inferior, foram utilizados para a correção de algumas leituras feitas pelos defletômetros D5, D6 e D7, quando necessário. Vale ressaltar que foi adotada uma convenção em que os deslocamentos positivos se deram da direita para a esquerda.

### 4.9.1 Pilar PFN 0-3

O pilar PFN 0-3, que foi ensaiado com força centrada, apresentou uma tendência de flexão em um determinado sentido, apresentando deslocamentos crescentes até a força de 803 kN, quando inverteu o sentido da flexão até a ruptura. A ruptura foi de forma brusca, com um deslocamento abrupto do pilar em direção ao pórtico, onde ocorreu um choque sem grandes danos à estrutura do pórtico.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos horizontais máximos de 5,33, 5,70 e 6,40 mm, respectivamente, para um carregamento de 803 kN, correspondendo a 76,3% da força de ruína.

Para a força de 1025,6 kN, correspondendo a um carregamento de 97% da força de ruína, os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos horizontais de 3,88, 3,47 e 4,39 mm, respectivamente, indicando o aparecimento de excentricidade na direção oposta à face instrumentada. Cabe observar que nesse ensaio a fixação do pórtico de força na laje de reação estava sem o aperto adequado dos parafusos, o que pode ter causado um certo desequilíbrio com forças elevadas, com o pórtico “descolando” da laje com forças elevadas.

A Figura 4.177 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

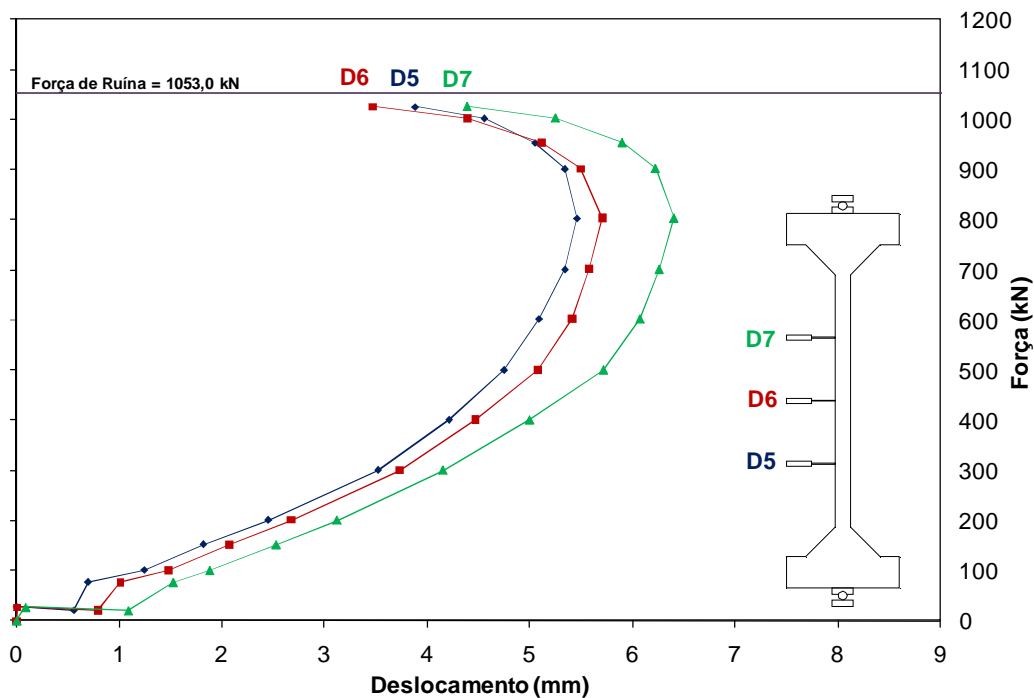


Figura 4.177 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 0-3

#### 4.9.2 Pilar PFN 6-3

O pilar PFN 6-3 apresentou um bom comportamento durante todo o ensaio, como verificado pela Figura 4.178, apenas com uma pequena diferença entre os deslocamentos horizontais do defletômetro D7 em relação aos demais. Verifica-se uma variação nos deslocamentos até 100 kN, podendo ser justificado por uma acomodação do pilar. Após este carregamento o pilar passou a apresentar um comportamento adequado.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos horizontais máximos de 16,73, 18,28 e 15,21 mm, respectivamente, para uma força de 650 kN, correspondendo a 99,6% da força de ruína.

Percebe-se no gráfico um comportamento assintótico com grandes deslocamentos para forças próximas a ruptura, evidenciando uma tendência de instabilidade e conseqüentemente a ruína do pilar.

A Figura 4.178 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

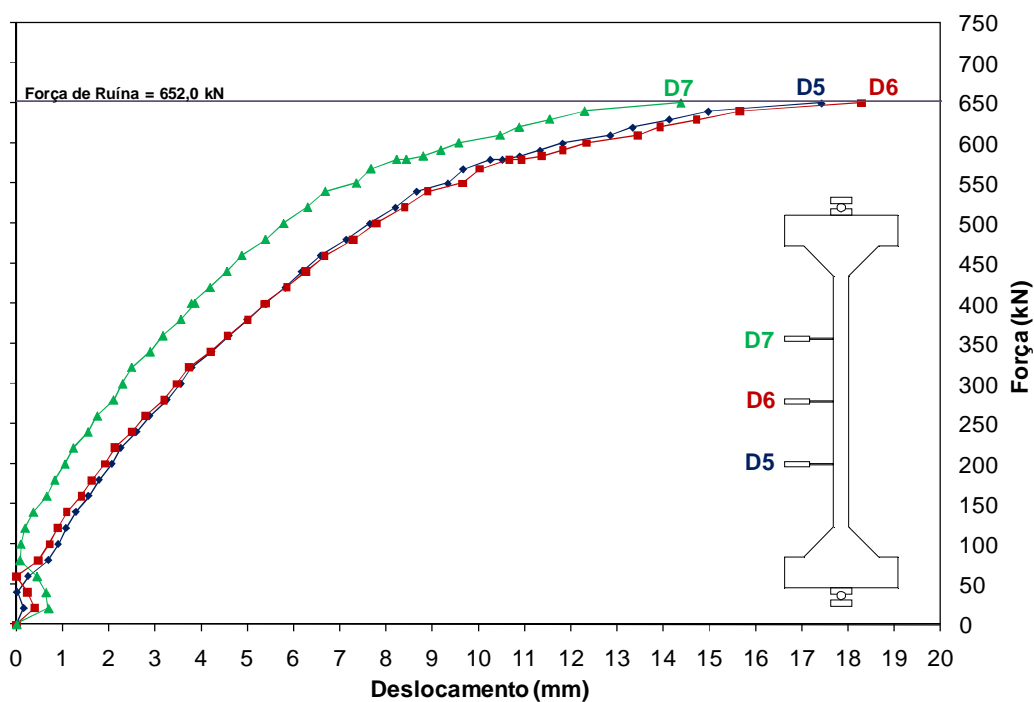


Figura 4.178 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 6-3

### 4.9.3 Pilar PFN 12-3

O pilar PFN 12-3 apresentou bons resultados nas medições dos deslocamentos horizontais do pilar, com uma pequena diferença entre os deslocamentos do defletômetro D6 dos demais, como esperado.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos horizontais máximos de 13,93, 16,96 e 14,99 mm, respectivamente, para uma força de 530 kN, correspondendo a 99,6% da força de ruína.

Percebe-se no gráfico maiores incrementos de deslocamentos horizontais para forças próximas à ruptura, com uma tendência assintótica, apresentando uma tendência de instabilidade até o fim do experimento.

A Figura 4.179 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

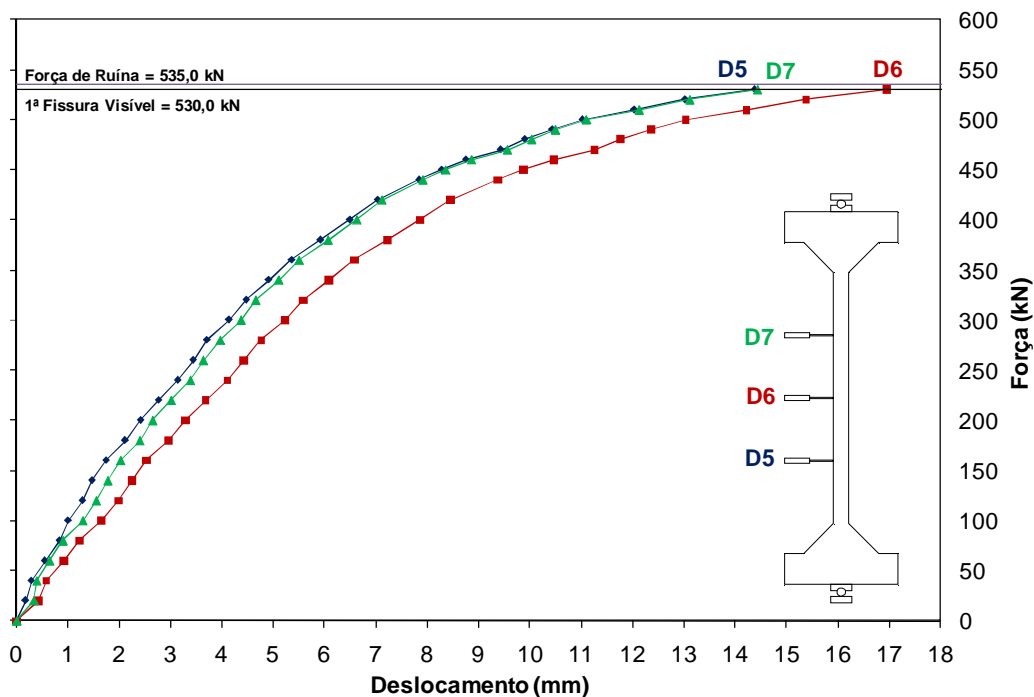


Figura 4.179 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 12-3

#### 4.9.4 Pilar PFN 15-3

O pilar PFN 15-3 apresentou bons resultados nas medições dos deslocamentos horizontais, como verificado na Figura 4.180, com uma maior diferença entre os deslocamentos horizontais medidos pela régua posicionada na região central do pilar e o defletômetro D7.

Os deslocamentos máximos medidos pelos defletômetros D5, D6 e D7 foram 9,26, 11,31 e 9,92, respectivamente, para uma força de 404 kN, correspondendo a 90,5% da força de ruína, e o deslocamento horizontal medido pela régua foi de 13,6 mm para o mesmo carregamento.

Percebe-se no gráfico uma carência de mais dados experimentais devido aos grandes passos de força aplicados, porém apresentando uma tendência assintótica, com uma tendência de instabilidade até o fim do ensaio.



Verifica-se que a medição dos deslocamentos horizontais com a régua central não apresentou bons resultados de leitura, devido a erros de leitura durante o ensaio.

A Figura 4.180 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

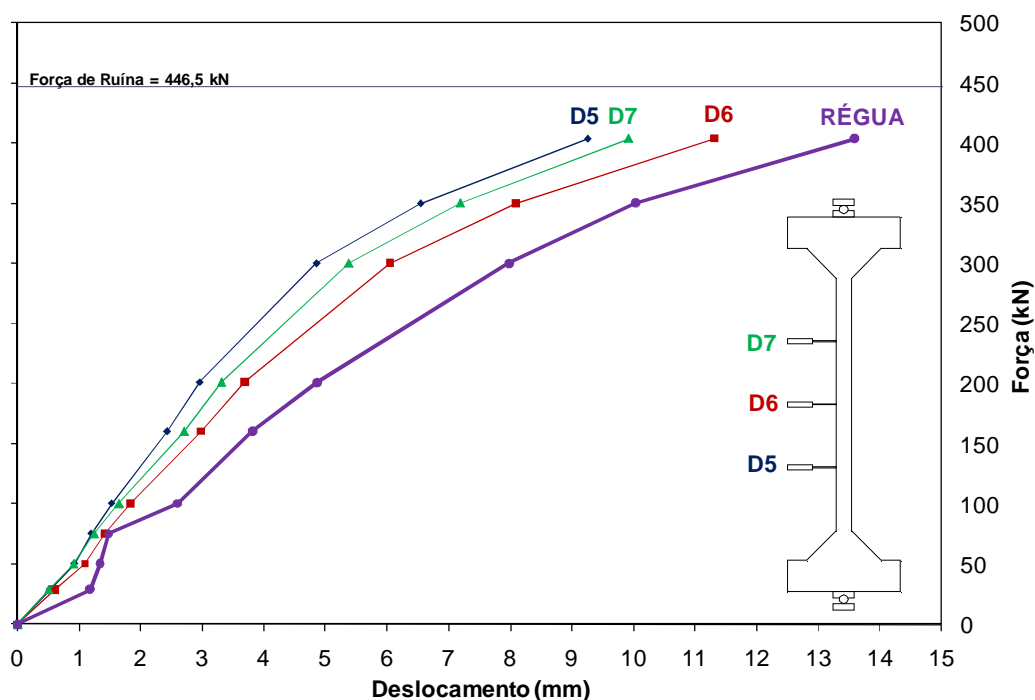


Figura 4.180 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 15-3

#### 4.9.5 Pilar PFN 18-3

O pilar PFN 18-3 apresentou bons resultados nas medições dos deslocamentos horizontais, como verificado na Figura 4.181, com os defletômetros D5 e D7 apresentando deslocamentos bastante próximos durante todo o ensaio, e o defletômetro D6 apresentando um maior deslocamento, como esperado.

Os deslocamentos máximos medidos pelos defletômetros D5, D6 e D7 foram 12,97, 15,17 e 13,65 mm, respectivamente, para uma força de 460,2 kN, correspondendo 99,9% da força de ruína.

A Figura 4.181 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

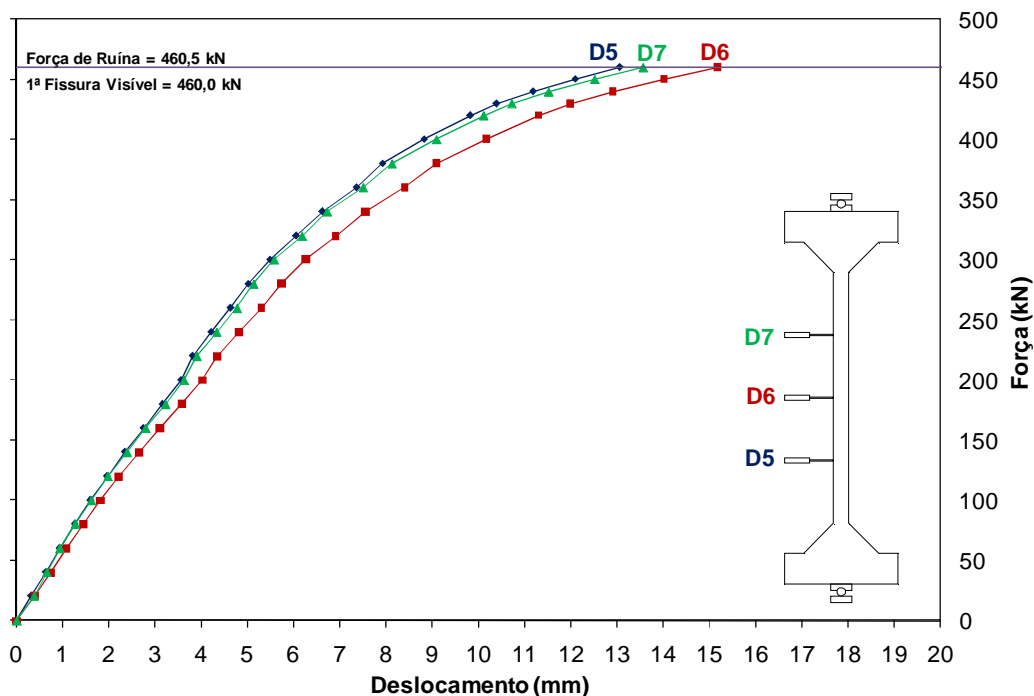


Figura 4.181 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 18-3

#### 4.9.6 Pilar PFN 24-3

O pilar PFN 24-3 apresentou bons resultados nas medições dos deslocamentos horizontais, como verificado na Figura 4.182, com os defletômetros apresentando deslocamentos bastante próximos durante todo o ensaio e com o defletômetro D6 apresentando um deslocamento maior em relação aos demais, como esperado.

Percebe-se uma acomodação do pilar até o carregamento de 20 kN e um comportamento assintótico para forças próximas à ruptura, com maiores incrementos de deslocamentos horizontais, apresentando uma tendência de instabilidade. A acomodação inicial foi notada também nos gráficos de deformações nas armaduras e no concreto, podendo ser atribuída a uma fissuração prévia de retração ou de manuseio do pilar.

Os deslocamentos máximos medidos pelos defletômetros D5, D6 e D7 foram 20,67, 25,53 e 21,60 mm, respectivamente, para uma força de 236,0 kN, correspondendo a 97,9% da força de ruína.

A Figura 4.182 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

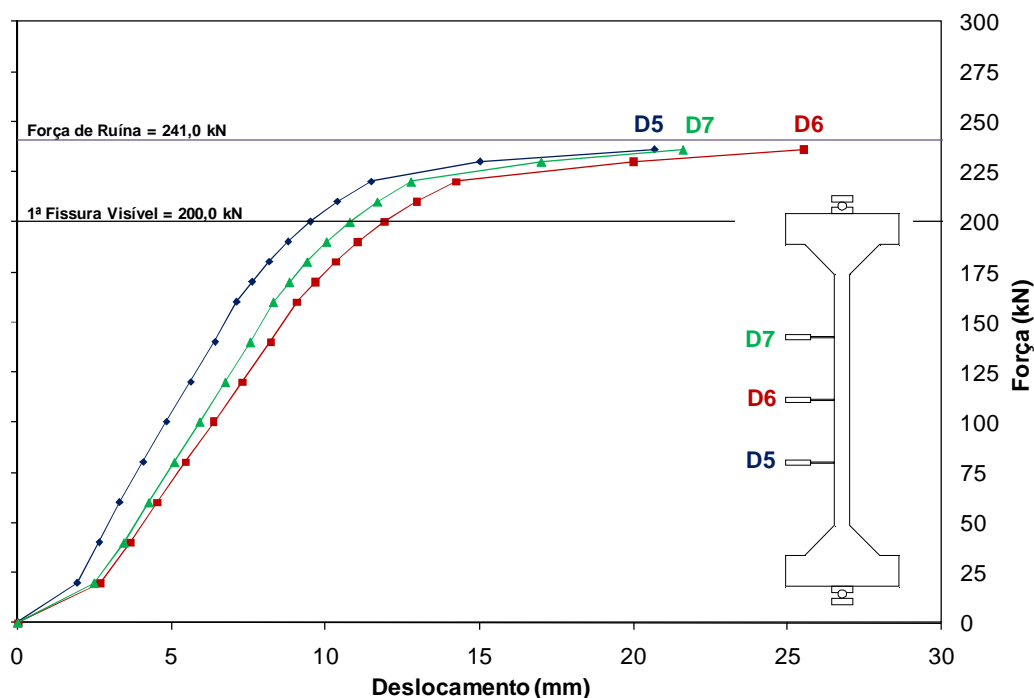


Figura 4.182 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 24-3

#### 4.9.7 Pilar PFN 30-3

O pilar PFN 30-3 apresentaria melhores resultados caso fossem tomados mais dados de deslocamentos após a visualização da primeira fissura, que rompeu no passo de força seguinte com 254,8 kN, como verificado na Figura 4.183.

Os deslocamentos máximos registrados dos defletômetros D5, D6 e D7, foram 8,83, 9,13 e 8,20 mm, respectivamente, para uma força de 200,2 kN, correspondendo a 78,6% da força de ruína. O deslocamento máximo registrado pela régua de medição foi de 9,8 mm.

Percebe-se uma acomodação do pilar até o carregamento de 80 kN, onde passou a apresentar um melhor comportamento até a última leitura efetuada.

As leituras registradas pela régua, neste caso, se mostraram bastantes próximas ao registrado pelo defletômetro D6, evidenciando que maiores cuidados foram tomados para a tomada destas leituras.

Pode-se dizer que o pilar PFN 30-3 apresentaria um comportamento assintótico até o final do ensaio, o que não foi confirmado por se contar com poucos dados experimentais devido aos passos de força grandes, como dito anteriormente.

A Figura 4.183 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

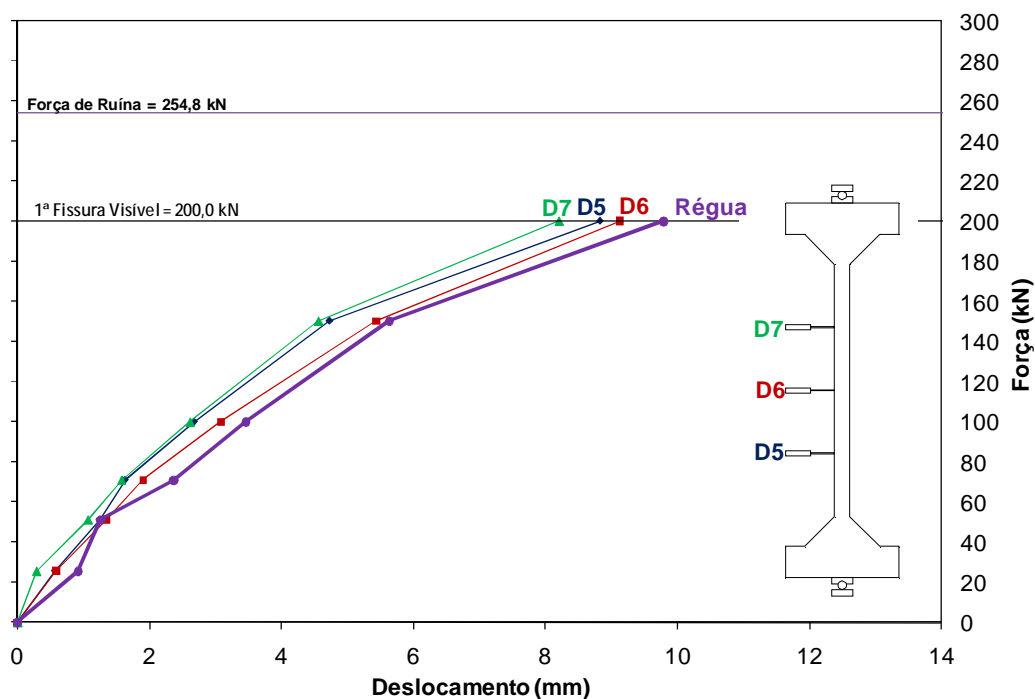


Figura 4.183 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 30-3

#### 4.9.8 Pilar PFN 40-3

O pilar PFN 40-3 apresentou bons resultados nas medições dos deslocamentos horizontais, como mostrado na Figura 4.184. Os deslocamentos medidos pela régua na região central

foram inferiores aos deslocamentos medidos pelo defletômetro D6, com um erro próximo a 3 mm na última leitura efetuada, evidenciando que devem ser tomados muitos cuidados ao utilizar esse tipo de medição em ensaios.

Os defletômetros D5, D6 e D7, apresentaram um deslocamento máximo registrado de 11,84, 13,36 e 10,87 mm, respectivamente, para uma força de 150,2 kN, correspondendo a 88,2% da força de ruína. O deslocamento máximo registrado pela régua de medição foi de 10,49 mm.

Percebe-se uma acomodação do pilar até o carregamento de 80 kN, de onde passou a apresentar um comportamento com uma tendência assintótica até a ruptura.

Verifica-se uma carência de mais pontos de deslocamentos horizontais, que poderiam ser obtidos reduzindo-se o passo de força, principalmente próximo à ruptura.

A Figura 4.184 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

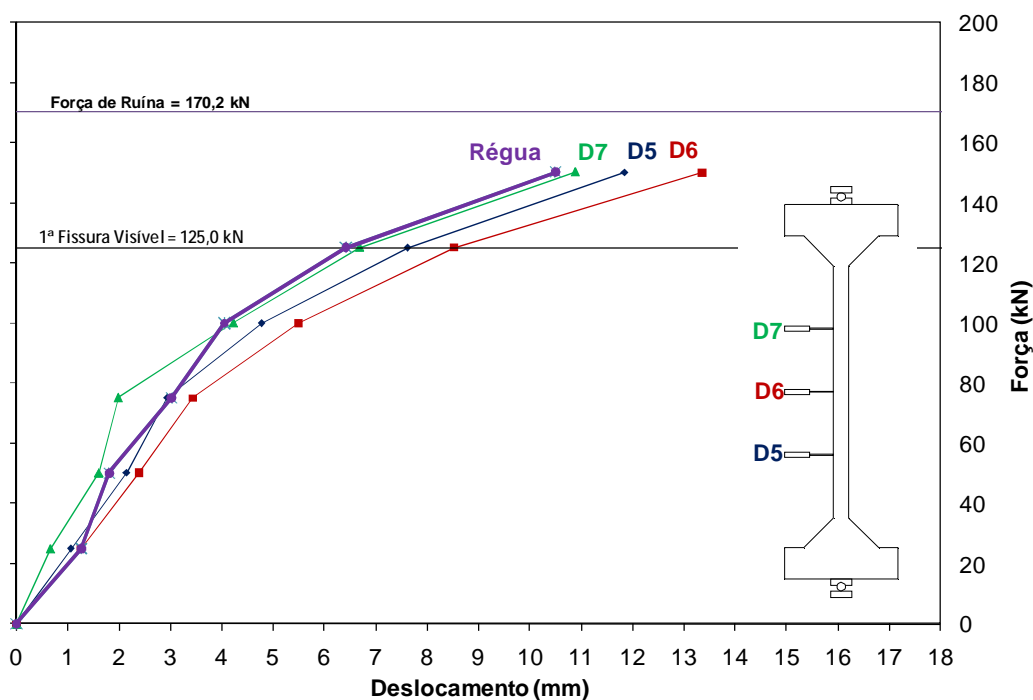


Figura 4.184 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 40-3

#### 4.9.9 Pilar PFN 50-3

O pilar PFN 50-3 apresentou excelentes resultados de medições de deslocamentos horizontais, com os deslocamentos dos defletômetros D5 e D7 bem próximos, como esperado, além do deslocamento do defletômetro central D6 apresentar deslocamentos próximos aos obtidos com a régua de medição posicionada na região central.

Os defletômetros D5, D6 e D7, apresentaram um deslocamento máximo registrado de 34,93, 40,41 e 36,70 mm, respectivamente, para uma força de 150,6 kN, correspondendo a 97,2% da força de ruína. O deslocamento máximo registrado pela régua de medição foi de 42,56mm.

Percebe-se com mais clareza a tendência assintótica do gráfico, com maiores deslocamentos horizontais para forças próximas à ruptura, evidenciando a preponderância dos efeitos de segunda ordem, e uma inclinação acentuada do gráfico após o aparecimento da primeira fissura.

A Figura 4.185 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

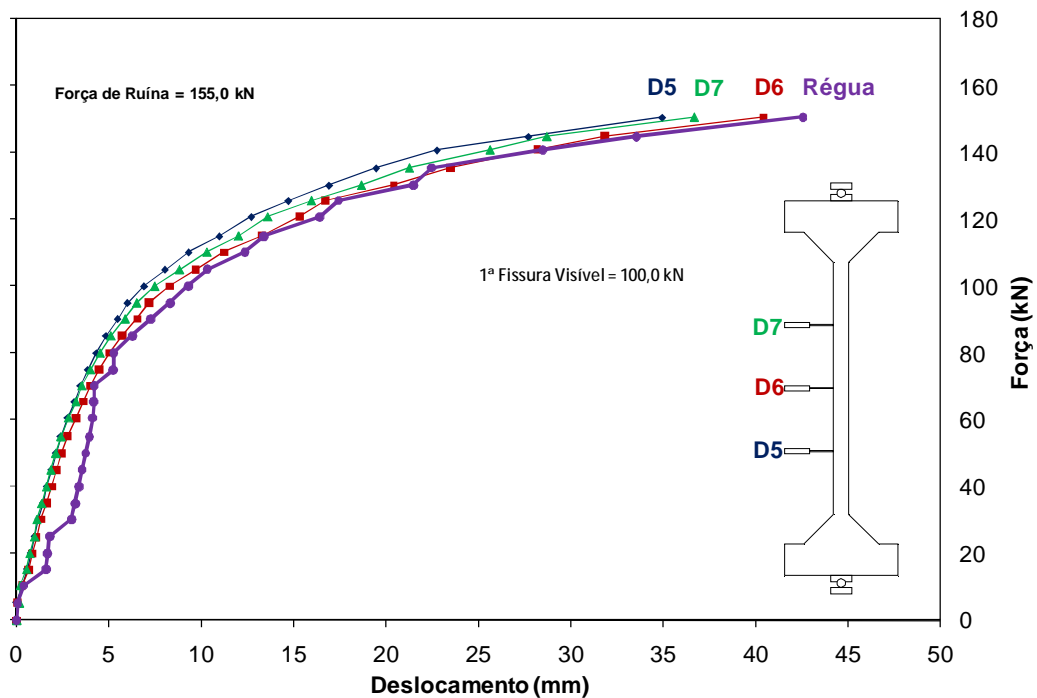


Figura 4.185 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 50-3

#### 4.9.10 Pilar PFN 60-3

Percebe-se na Figura 4.186 que os deslocamentos horizontais do pilar PFN 60-3 registrados pelos defletômetros D5, D6, D7 e os deslocamentos registrados pela régua, sofreram grandes acréscimos após a força de 65 kN, quando as retas do gráfico mudam de inclinação, apesar da primeira fissura visível ter sido percebida a uma força de 40 kN, evidenciando uma perda de rigidez do pilar.

Os defletômetros D5, D6 e D7, apresentaram um deslocamento máximo registrado de 21,24, 23,74 e 19,95 mm, respectivamente, para uma força de 110,0 kN, correspondendo a 84 % da força de ruína. O deslocamento máximo registrado pela régua de medição foi de 25,77 mm.

Percebe-se no gráfico um comportamento mais acentuado da curva em relação ao pilar PFN 50-3, apresentando uma tendência assintótica, acarretando numa instabilidade do pilar até o fim do ensaio. Verifica-se uma acomodação do pilar até uma força de 10 kN, onde passou a apresentar um comportamento adequado até o final do ensaio.

A Figura 4.186 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

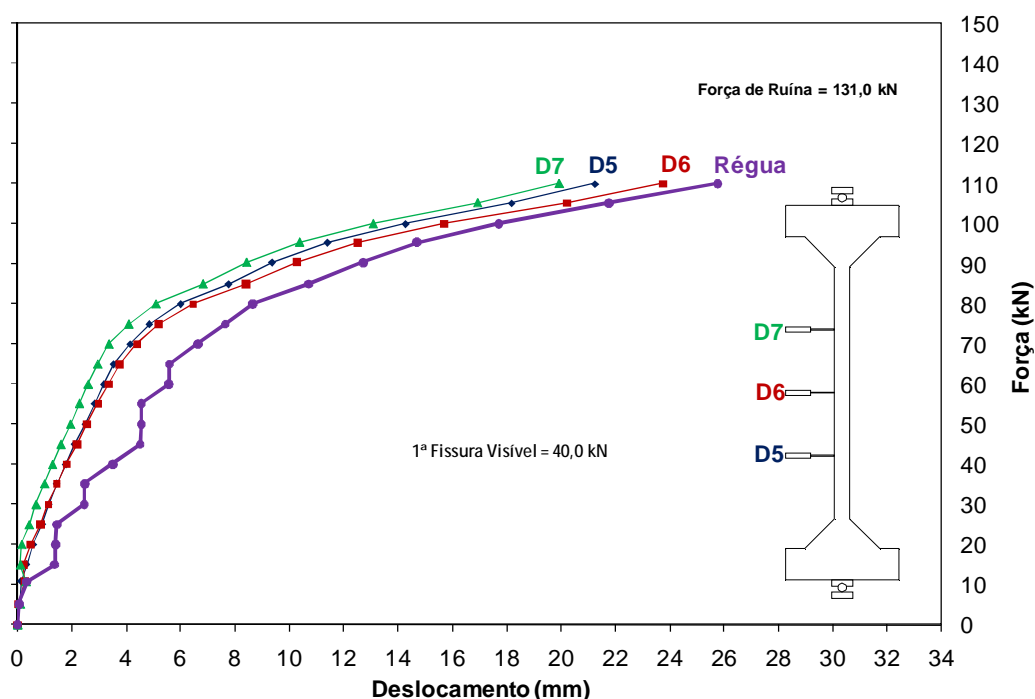


Figura 4.186 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 60-3

#### 4.9.11 Pilar PFN 0-2,5

O pilar PFN 0-2,5 apresentou bons resultados de deslocamentos horizontais no decorrer do ensaio, como verificado pelo gráfico da Figura 4.187, apresentando uma boa aproximação dos resultados dos defletômetros D5, D6 e D7, com mais deslocamento ao final do ensaio para o defletômetro D6, como esperado.

Percebe-se uma grande acomodação do pilar na primeira etapa do carregamento e depois uma tendência de flexão em um sentido até uma força de 400 kN, com o pilar apresentando pouca deslocabilidade até esse nível de carregamento. A partir desse carregamento, percebe-se uma mudança no sentido da flexão e um comportamento assintótico nas etapas finais, evidenciando o surgimento de excentricidade de segunda ordem, iniciado pela flambagem do pilar.

Os maiores registros de deslocamentos horizontais para os defletômetros D5, D6 e D7, foram de 3,97, 4,87 e 4,67 mm, para uma força de 1059,6 kN, correspondendo a 98,3 % da força de ruína do pilar. A Figura 4.187 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

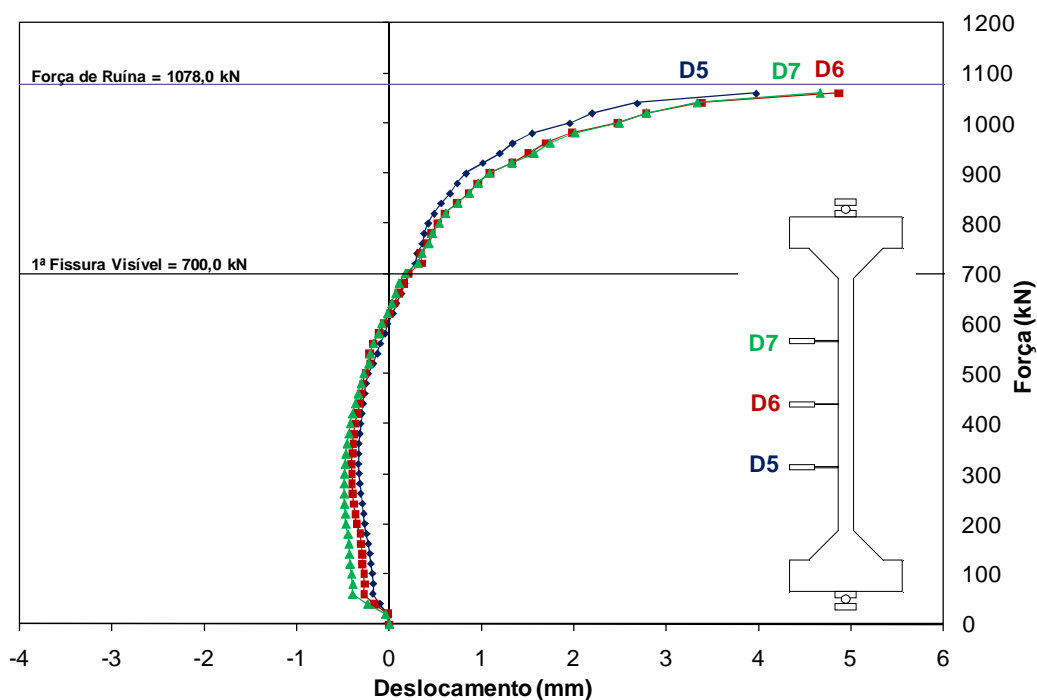


Figura 4.187 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 0-2,5



#### 4.9.12 Pilar PFN 15-2,5

Verifica-se no gráfico da Figura 4.188 um excelente comportamento do pilar PFN 15-2,5 durante todas as fases de carregamento até a ruptura. O extensômetro D5 apresentou uma pequena diferença em relação ao defletômetro D7, evidenciando uma rotação na extremidade superior maior que a inferior, como se verifica na Tabela 4.7.

Percebe-se algumas acomodações no pilar para as forças de 520 kN e 600 kN, podendo ser justificadas por demora no início do passo de força.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos de 12,95, 14,72 e 13,69 mm para uma força de 660 kN, correspondendo a 98,4 % da força de ruína.

Verifica-se um comportamento linear até 370 kN, de onde o pilar apresentou uma perda de rigidez, com maiores incrementos de deslocamentos para forças próximas à ruptura.

A Figura 4.188 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

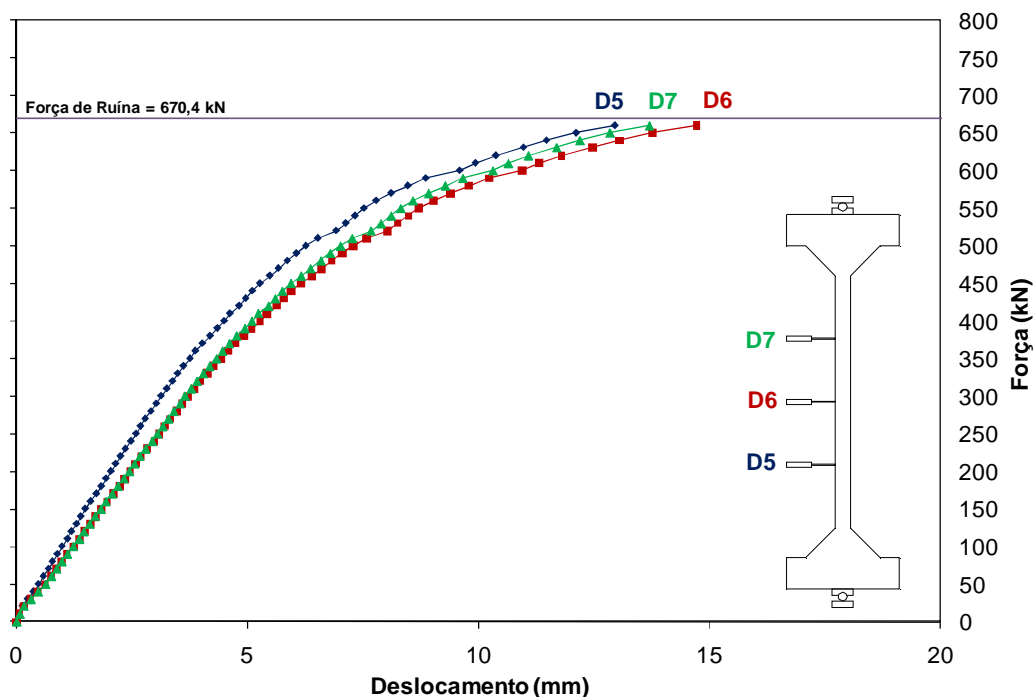


Figura 4.188 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 15-2,5

#### 4.9.13 Pilar PFN 24-2,5

O pilar PFN 24-2,5 apresentou um excelente comportamento até o final do ensaio, com os deslocamentos horizontais D5 e D7 bastante próximos entre si, e o defletômetro D6 apresentando um maior deslocamento horizontal, como esperado.

Percebe-se uma perda de rigidez após a constatação da primeira fissura, quando o pilar passou a apresentar maiores incrementos de deslocamentos horizontais, principalmente para forças próximas à ruptura, e apresentando um comportamento assintótico até o fim do ensaio, com uma tendência de instabilidade do pilar.

Os maiores deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7, foram de 13,18, 14,60 e 13,30 mm para uma força de 350 kN, correspondendo a 97 % da força de ruína.

A Figura 4.189 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

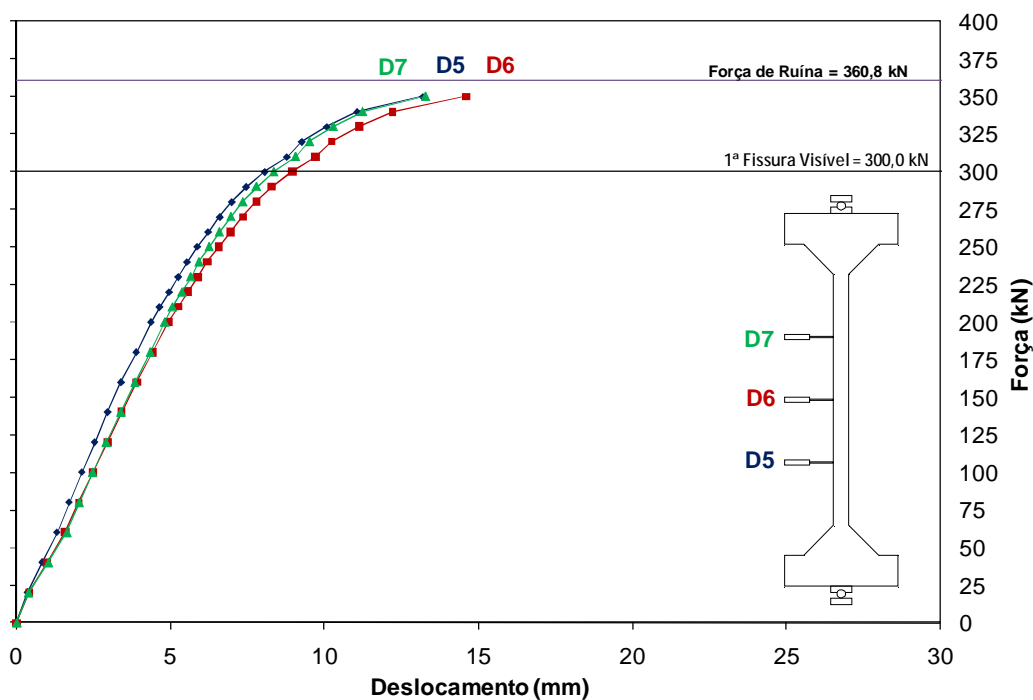


Figura 4.189 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 24-2,5

#### 4.9.14 Pilar PFN 30-2,5

O pilar PFN 30-2,5 apresentou problemas nas leituras do defletômetro D5 durante o ensaio, como se verifica na Figura 4.190. O defletômetro D7 apresentou deslocamentos nulos até 50 kN, provavelmente devido a atrito interno ou no seu sistema de fixação passando depois a apresentar um comportamento mais adequado.

Percebe-se uma mudança de inclinação do gráfico após o aparecimento da primeira fissura, evidenciando a perda de rigidez do pilar.

Os defletômetros D6 e D7 apresentaram deslocamentos máximos de 72,59 e 57,87 mm para uma força de 330 kN, correspondendo a 98,2 % da força de ruína.

A Figura 4.190 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

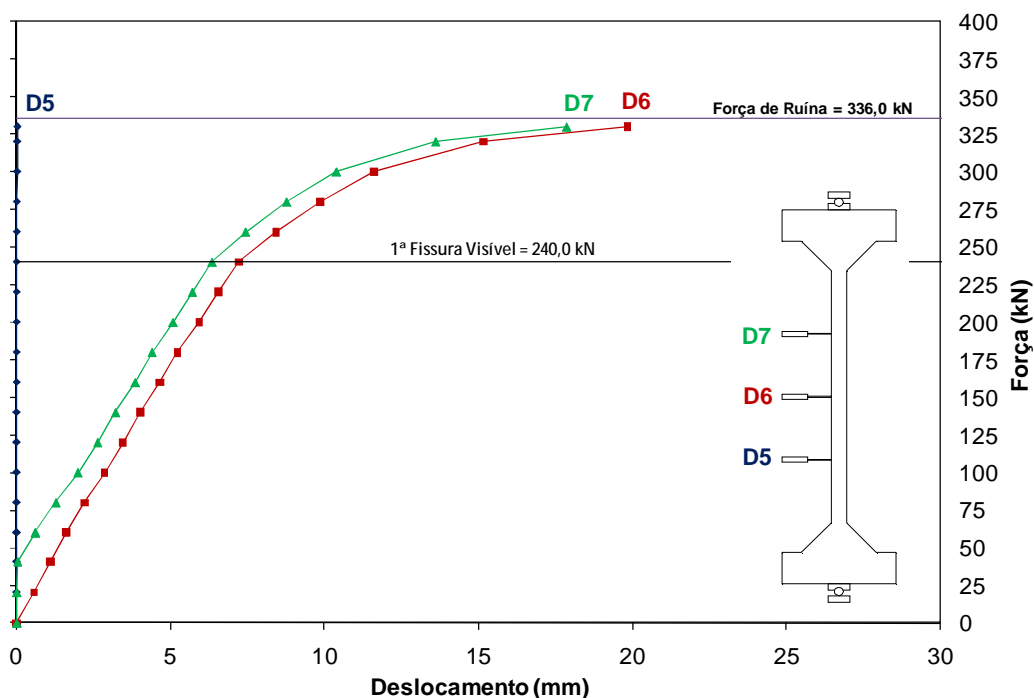


Figura 4.190 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 30-2,5

#### 4.9.15 Pilar PFN 40-2,5

O pilar PFN 40-2,5 apresentou um bom comportamento durante o ensaio, apresentando bons resultados nos deslocamentos horizontais. O defletômetro D5 apresentou deslocamentos nulos até o carregamento de 100 kN, e após este carregamento apresentou uma tendência de se aproximar dos resultados do defletômetro D7. Tal comportamento pode ter sido causado por falha na montagem do defletômetro D5.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos de 21,83, 27,49 e 24,79 mm para uma força de 240 kN, correspondendo a 97,6 % da força de ruína.

A Figura 4.191 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

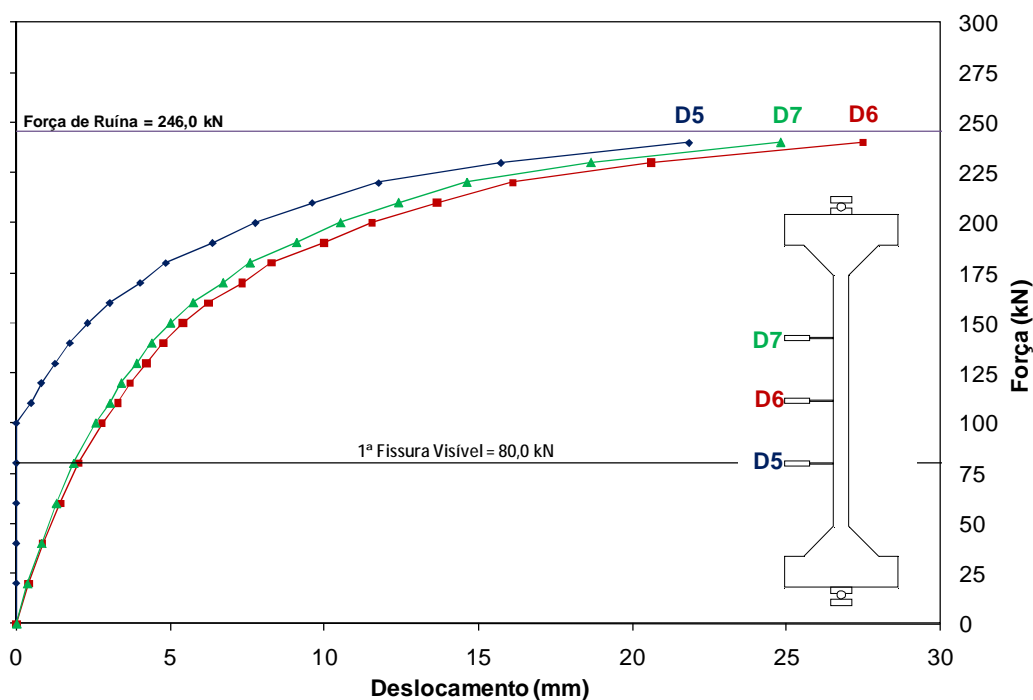


Figura 4.191 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 40-2,5

#### 4.9.16 Pilar PFN 50-2,5

O pilar PFN 50-2,5 apresentou um bom comportamento durante os ensaios, apesar do defletômetro D7 ter tido problemas internos ou de fixação, não registrando deslocamentos até a força de 70 kN.

O defletômetro D6 apresentou deslocamentos horizontais superiores aos registrados pelos outros defletômetros, como esperado. Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram valores de deslocamentos de 38,87, 43,60 e 37,11 mm, respectivamente, para uma força de 200 kN, correspondendo a 99,4 % da força de ruína.

A Figura 4.192 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

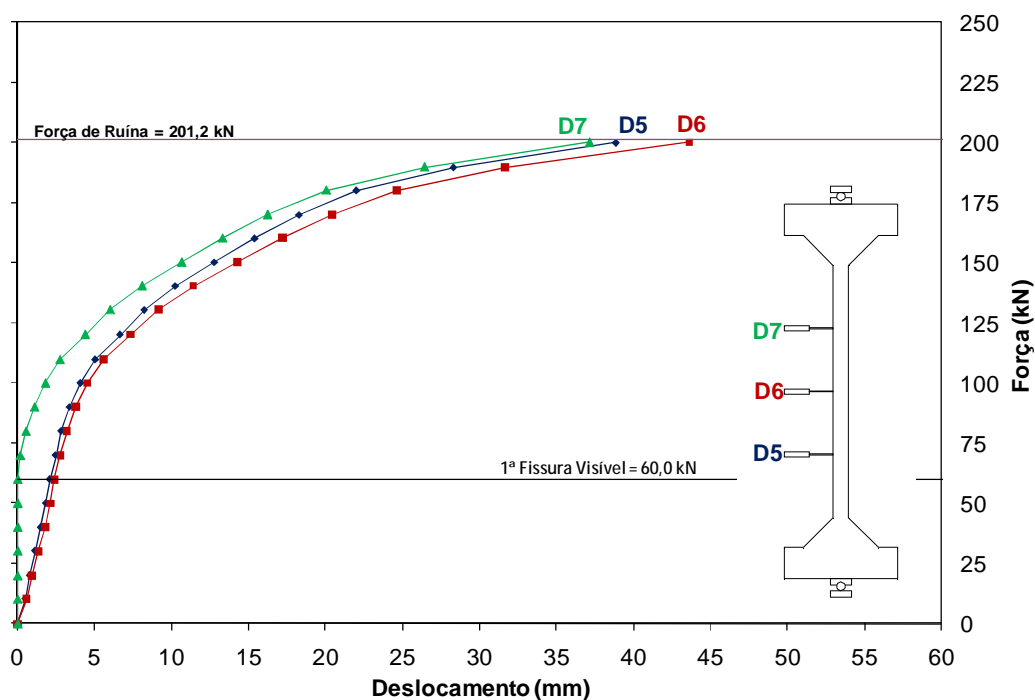


Figura 4.192 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 50-2,5

#### 4.9.17 Pilar PFN 60-2,5

Tal como verificado no ensaio do pilar PFN 50-2,5, percebe-se que o pilar apresentou um comportamento semelhante, com o defletômetro D7 nada registrando até a força de 50 kN, provavelmente devido a atrito interno ou no sistema de fixação com cabos, roldanas e pesos.

Os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 foram 35,43 mm, 39,71 mm e 32,97 mm, respectivamente, para uma força de 160 kN, correspondendo a 97,1 % da força de ruína do pilar.

Percebe-se uma maior perda de rigidez em relação ao pilar PFN 50-2,5, como esperado, devido a uma maior excentricidade da força aplicada, que por ter momento fletor de menor intensidade, apresentou fissuração para força menor.

A Figura 4.193 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

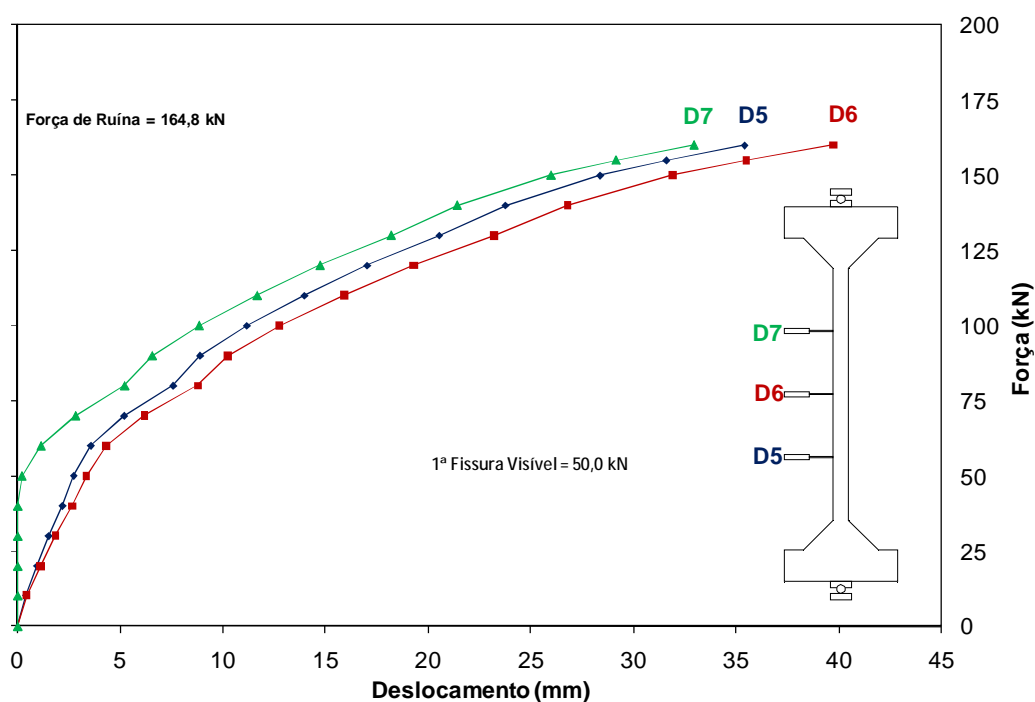


Figura 4.193 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 60-2,5

#### 4.9.18 Pilar PFN 0-2

O pilar PFN 0-2 apresentou um comportamento irregular em relação às leituras dos pequenos deslocamentos horizontais registrados, podendo isto ser atribuído à acomodação devido aos carregamentos aplicados. O defletômetro D7 apresentou deslocamentos

superiores aos demais, provavelmente causado por uma acomodação nos carregamentos iniciais.

A fissura observada com a força de 700 kN, como já foi explicado, ocorreu na extremidade do pilar, na direção vertical, sendo decorrente do efeito de fendilhamento por compressão.

Os maiores deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7, foram de 2,59 mm, 2,82 mm e 3,42 mm, respectivamente, para uma força de 1238 kN, correspondendo a 98,6 % da força de ruína do pilar.

A Figura 4.194 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

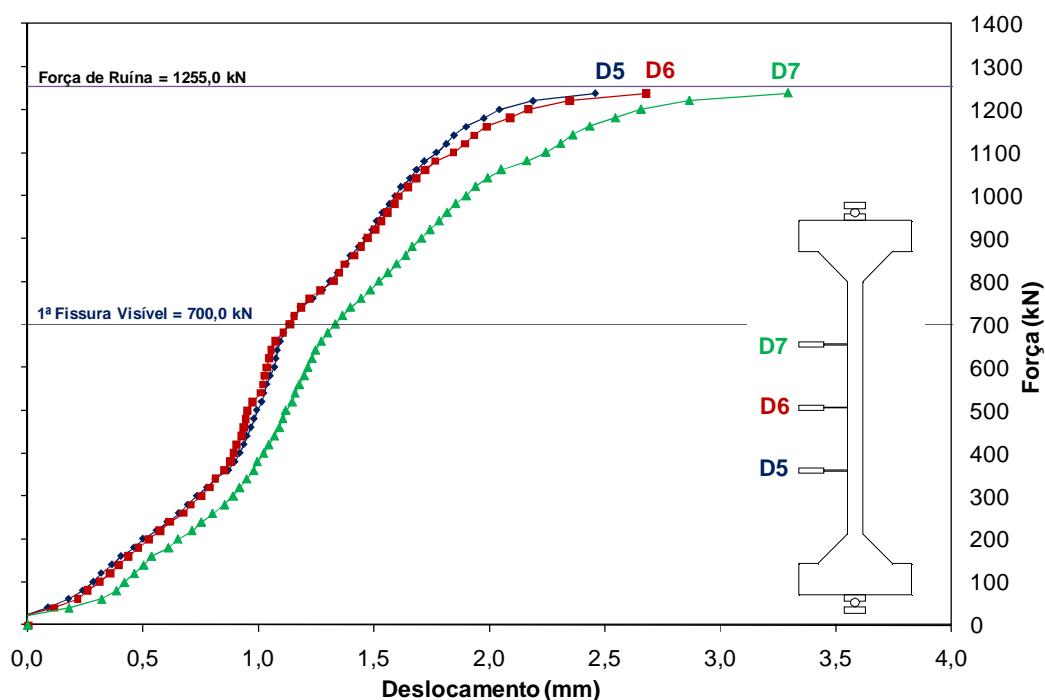


Figura 4.194 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 0-2

#### 4.9.19 Pilar PFN 15-2

O pilar PFN 15-2 apresentou um excelente comportamento durante todas as fases de carregamento, com os defletômetros D5, D6 e D7 apresentando deslocamentos horizontais

muito próximos entre si, com o defletômetro D6 apresentando maiores deslocamentos horizontais, como esperado.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos máximos de 14,14, 15,09 e 14,07 mm, respectivamente, para uma força de 655 kN, correspondendo a 98,9 % da força de ruína.

A Figura 4.195 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

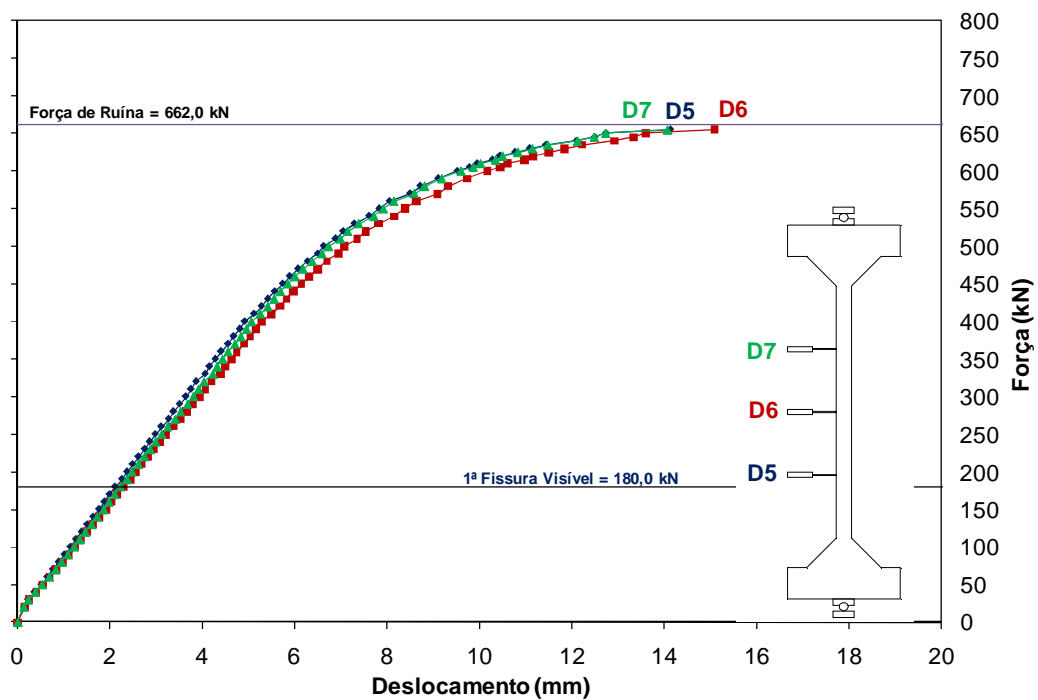


Figura 4.195 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 15-2

#### 4.9.20 Pilar PFN 24-2

O pilar PFN 24-2 apresentou um excelente comportamento durante as fases de carregamento, apresentando deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 muito próximos entre si, com o defletômetro D6 apresentando maiores resultados, como esperado.



Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos de 12,94, 13,98 e 13,97 mm, respectivamente, para uma força de 440 kN, correspondendo a 96,5 % da força de ruína do pilar.

A Figura 4.196 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

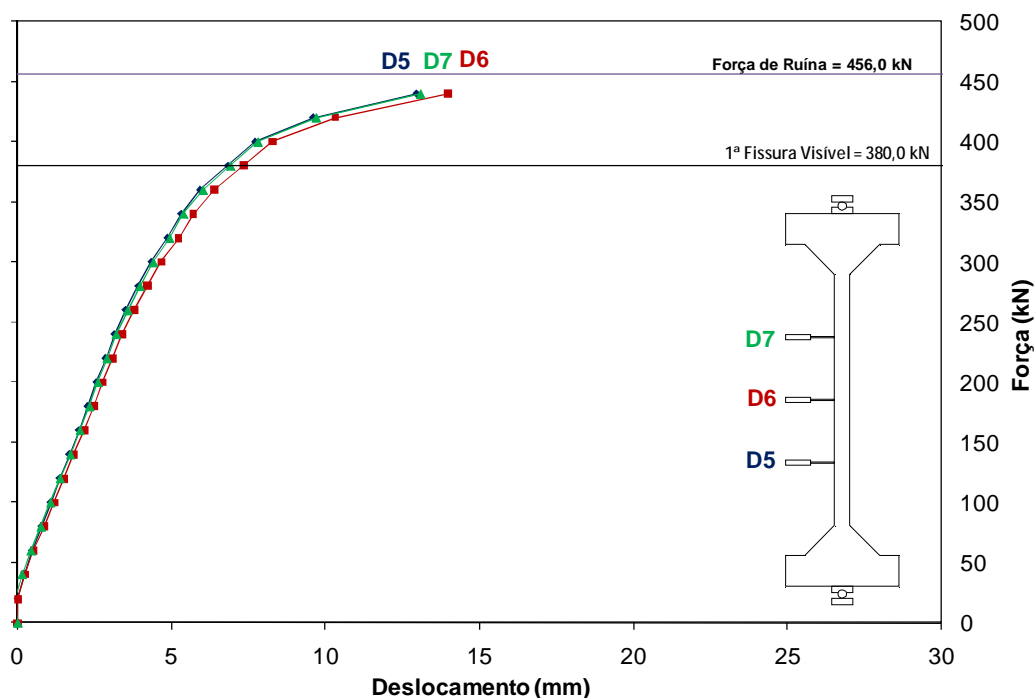


Figura 4.196 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 24-2

#### 4.9.21 Pilar PFN 30-2

Percebe-se no gráfico da Figura 4.197 um comportamento irregular da instrumentação do pilar, com D5 e D7 “presos” inicialmente. Este comportamento pode ser justificado por atrito interno ou no sistema de fixação com cabos, roldanas e pesos, e foi percebido durante o ensaio.

A Figura 4.197 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

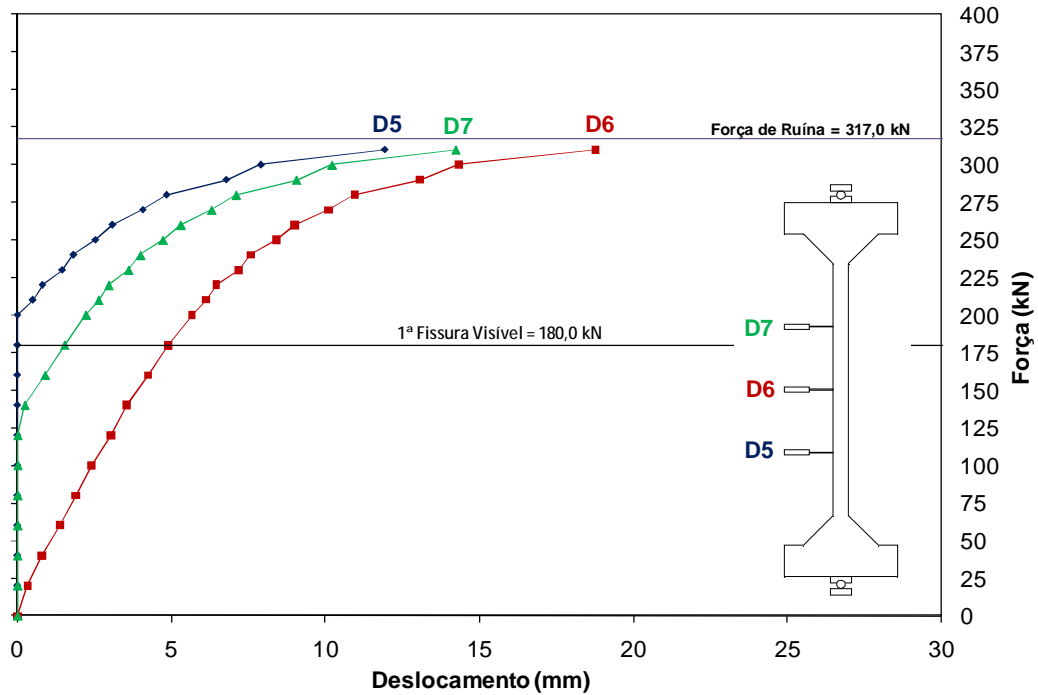


Figura 4.197 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 30-2

#### 4.9.22 Pilar PFN 40-2

O pilar PFN 40-2 apresentou um excelente comportamento durante o ensaio, ficando os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 bastante próximos entre si, com defletômetro D6 apresentando maiores deslocamentos horizontais, como esperado.

Apesar da primeira fissura ter sido marcada para uma força de 60 kN, percebe-se no gráfico, que provavelmente essa fissura foi provocada na etapa de transporte ou trata-se de uma fissura de retração do concreto, o que não foi percebido preliminarmente.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos horizontais de 27,13, 28,21 e 26,73 mm, respectivamente, para uma força de 290 kN, correspondendo a 98,5 % da força de ruína.

A Figura 4.198 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

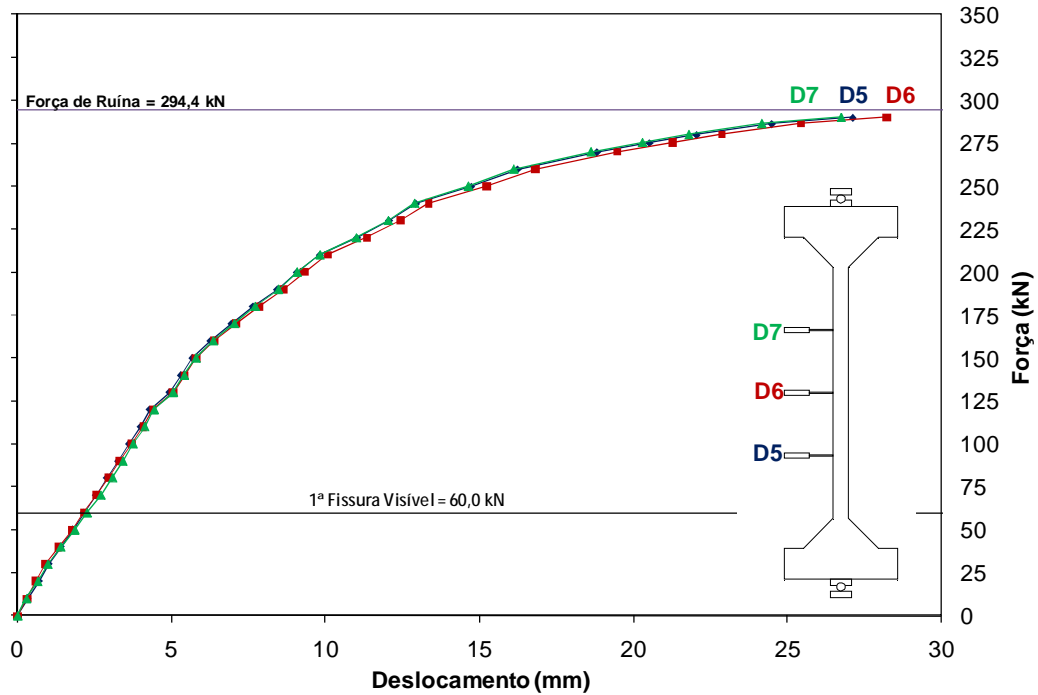


Figura 4.198 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 40-2

#### 4.9.23 Pilar PFN 50-2

O pilar PFN 50-2 apresentou um excelente comportamento durante o ensaio, com os defletômetros D5, D6 e D7 apresentando valores de deslocamentos horizontais bastante próximos entre si, com o defletômetro D6 apresentando maiores valores de deslocamentos horizontais, como esperado.

Os deslocamentos registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 foram 29,24, 31,70 e 29,90 mm, respectivamente, para uma força de 230 kN, correspondendo a 99,1 % da força de ruína.

A Figura 4.199 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

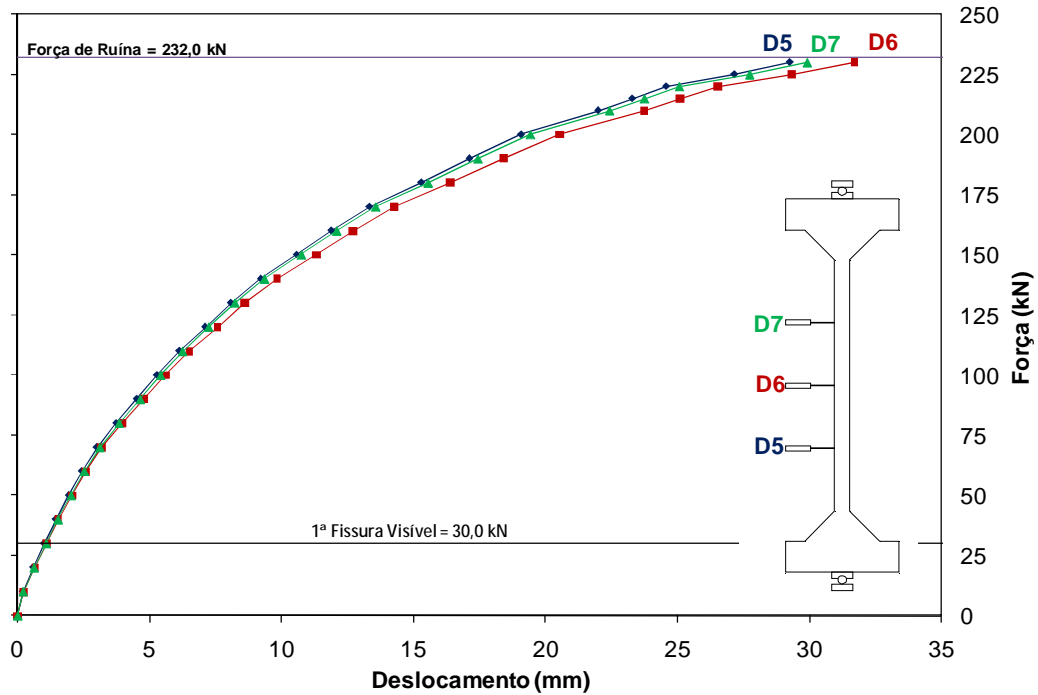


Figura 4.199 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 50-2

#### 4.9.24 Pilar PFN 60-2

O pilar PFN 60-2 apresentou um excelente comportamento durante o ensaio, com os deslocamentos horizontais apresentados pelos defletômetros D5, D6 e D7 bastante próximos entre si. O defletômetro D6 apresentou um maior deslocamento horizontal, como esperado.

Os defletômetros D5, D6 e D7 apresentaram deslocamentos horizontais de 31,58, 33,73 e 32,20 mm, respectivamente, para uma força de 195 kN, correspondendo a 98,3 % da força de ruína do pilar.

A Figura 4.200 mostra os deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros D5, D6 e D7 para os diversos passos de força.

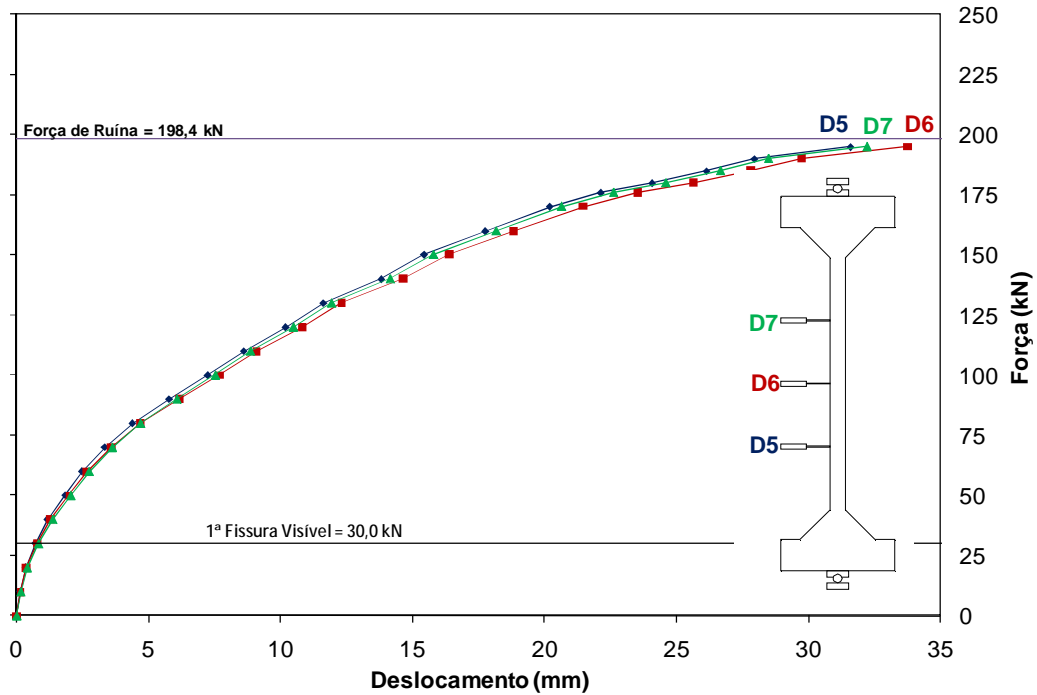


Figura 4.200 – Força versus deslocamentos horizontais – PFN 60-2

#### 4.9.25 Pilares Agrupados por Série

Da Figura 4.201 à Figura 4.203 são mostrados os deslocamentos dos pilares de cada série numa mesma escala, para permitir uma análise geral do comportamento dos pilares.

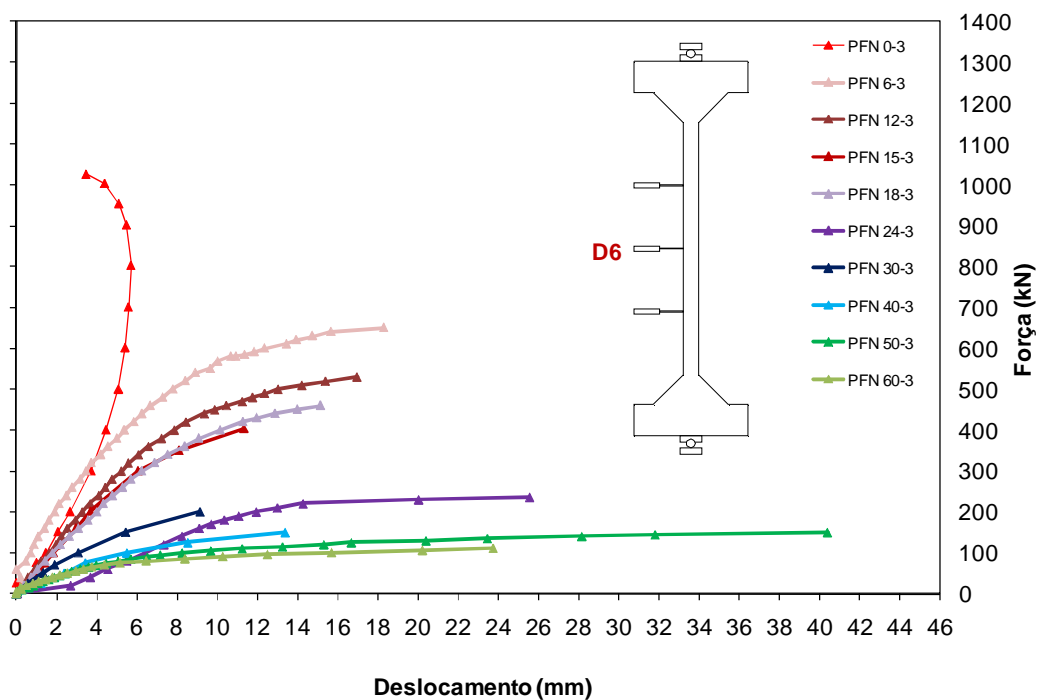


Figura 4.201 – Força versus deslocamentos horizontais centrais (D6) – Série 1

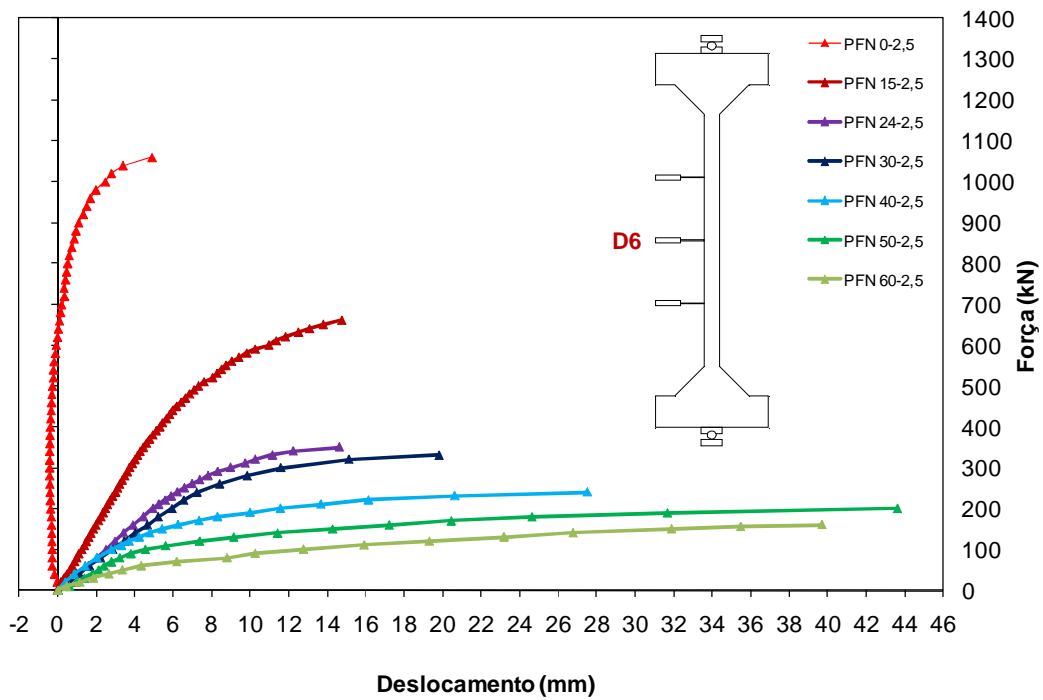


Figura 4.202 – Força versus deslocamentos horizontais centrais (D6) – Série 2

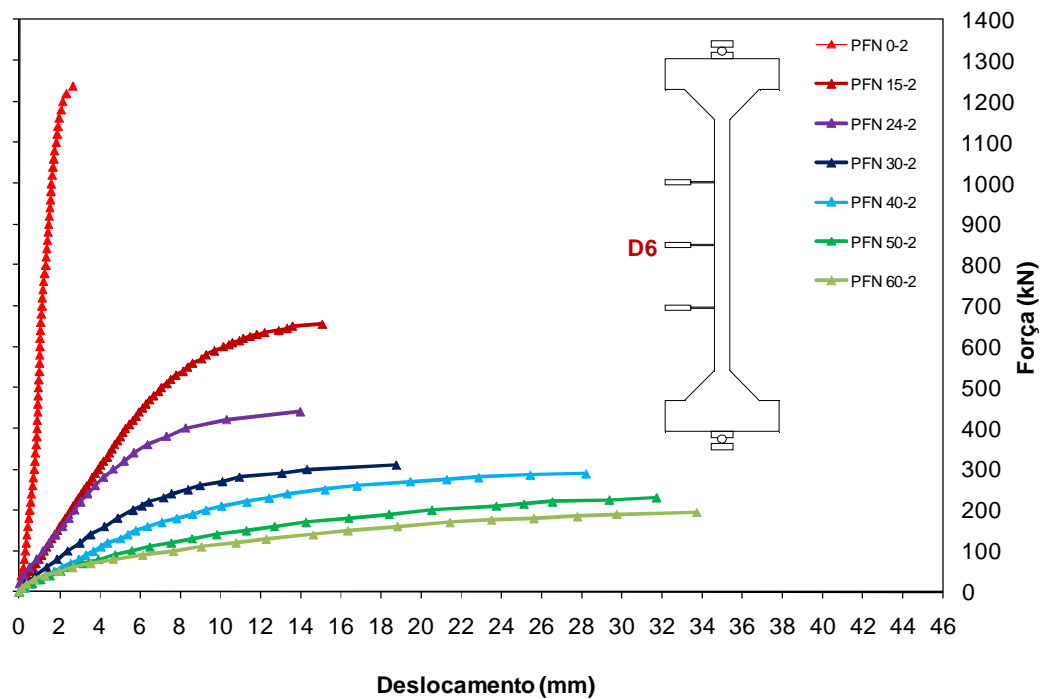


Figura 4.203 – Força versus deslocamentos horizontais centrais (D6) – Série 3

Percebe-se nos gráficos um aumento do trecho linear dos deslocamentos com a diminuição da esbeltez dos pilares, como esperado.

Note-se que o deslocamento horizontal máximo é relativo à última leitura e não o deslocamento na ruptura. O que prevalece nos gráficos, é que para o mesmo nível de carregamento, os deslocamentos horizontais dos pilares que iniciaram com maior excentricidade de aplicação de força foram maiores, como esperado, já que passaram a sofrer com maior intensidade os efeitos de segunda ordem.

De um modo geral os pilares da Série 1 apresentaram bons resultados, porém para o pilar PFN 24-3 percebe-se um comportamento inesperado, apresentando uma grande acomodação para o primeiro passo de força que influenciou no seu comportamento geral. Isto pode ser atribuído a fissuração prévia por retração, como explicado anteriormente.

Os pilares da Série 2 apresentaram excelentes resultados, com a inclinação da curva inicial diminuindo com o aumento da excentricidade da força aplicada, evidenciando o aparecimento dos efeitos de segunda ordem no pilar.

Para os pilares da Série 3 percebe-se um comportamento semelhante ao dos pilares da Série 2, porém apresentando menores deslocamentos horizontais e uma rigidez maior, como esperado.

A Tabela 4.8 mostra os deslocamentos registrados pelo defletômetro D6 em cada pilar.

Tabela 4.8 – Deslocamentos horizontais centrais dos pilares ensaiados

	Modelo	e (mm)	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>leitura</sub> (kN)	(%) F <sub>u</sub>	D <sub>6</sub> (mm)	Régua (mm)
Série 1 (L=3,0 m)	PFN 0-3	0	1053,0	1025,6	97,4	3,47	-
	PFN 6-3	6	652,0	650,0	99,7	18,28	-
	PFN 12-3	12	535,0	530,0	99,1	16,96	-
	PFN 15-3	15	446,5	404,0	90,5	11,31	13,59
	PFN 18-3	18	460,5	460,2	99,9	15,17	-
	PFN 24-3	24	241,0	236,0	97,9	25,53	-
	PFN 30-3	30	254,8	200,2	78,6	9,13	9,78
	PFN 40-3	40	170,2	150,2	88,2	13,35	10,50
	PFN 50-3	50	155,0	150,6	97,2	40,41	42,56
	PFN 60-3	60	131,0	110,0	84,0	23,74	25,77
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 0-2.5	0	1078,0	1059,6	98,3	4,87	-
	PFN 15-2.5	15	670,4	660,0	98,4	14,72	-
	PFN 24-2.5	24	360,8	350,0	97,0	14,60	-
	PFN 30-2.5	30	336,0	330,0	98,2	72,59	-
	PFN 40-2.5	40	246,0	240,0	97,6	27,49	-
	PFN 50-2.5	50	201,2	200,0	99,4	43,60	-
	PFN 60-2.5	60	164,8	160,0	97,1	39,71	-
Série 3 (L=2,0 m)	PFN 0-2	0	1255,0	1238,0	98,6	2,82	-
	PFN 15-2	15	662,0	655,0	98,9	15,09	-
	PFN 24-2	24	456,0	440,0	96,5	13,98	-
	PFN 30-2	30	317,0	310,0	97,8	18,76	-
	PFN 40-2	40	294,4	290,0	98,5	28,21	-
	PFN 50-2	50	232,0	230,0	99,1	31,70	-
	PFN 60-2	60	198,4	195,0	98,3	33,73	-

#### 4.10 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaios apresentou um comportamento adequado durante as fases de carregamento até a ruptura.

As formas metálicas conferiram uma excelente trabalhabilidade e controle adequado das dimensões geométricas dos pilares, apresentando grande facilidade de montagem e desmontagem até mesmo por apenas uma pessoa. A redução das imperfeições geométricas dos pilares utilizando as formas metálicas quando comparado com os pilares moldados com formas de madeira foi visível, já que alguns pilares da Série 1 apresentaram diferenças de até 20 mm nas dimensões da seção transversal por falta de travamento adequado.

Nos primeiros ensaios foi utilizada uma rótula cilíndrica com comprimento igual à largura da seção, o que deu margem ao surgimento de excentricidade acidental na direção de maior



rigidez do pilar. Isto foi corrigido a partir da segunda série de ensaios com o comprimento do apoio cilíndrico sendo reduzido.

O pórtico de reação apresentou um excelente comportamento, principalmente após a protensão dos parafusos de fixação com a laje de reação, já que nos ensaios realizados por DANTAS (2006), o pórtico não apresentava um comportamento adequado, apresentando deslocamentos verticais durante os ensaios.

O sistema de aquisição de dados apresentou resultados coerentes de deformações nas armaduras, concreto e deslocamentos horizontais, sendo adequado o uso para pesquisas futuras. Para uma correta obtenção dos dados é extremamente importante:

- realizar o devido aterramento de todos os módulos do sistema de aquisição de dados utilizados;
- utilizar os cabos adequados para a leitura de extensômetros e defletômetros, conforme o caso;
- verificar se os módulos do sistema de aquisição de dados fazem a leitura direta de extensômetros ou, se necessário, realizar algum ajuste nos cabos para obter tal leitura;
- em caso de demora na aquisição de dados (ampulheta), aguardar e só prosseguir o ensaio após a realização das leituras pelo sistema de aquisição de dados;
- efetuar os devidos ajustes de excitação dos extensômetros para evitar a perda de funcionamento prematura durante o ensaio;
- realizar a devida proteção dos fios para evitar tropeços e desligamentos acidentais;
- ler os manuais e procurar auxílio em caso de dúvidas com pessoas mais experientes;
- melhorar o sistema de pesos e roldanas para garantir o contato da haste do defletômetro com o pilar.



## 5 MODELOS NUMÉRICOS

### 5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados dois modelos numéricos que foram utilizados no presente trabalho para a realização das análises teóricas das deformações na armadura, face comprimida e tracionada ou menos comprimida do concreto, e os deslocamentos horizontais do pilar. A finalidade é de simular o comportamento de pilares de concreto armado sob carregamentos incrementais até a ruína, para compará-los com os resultados obtidos na análise experimental e obter um adequado planejamento da execução dos ensaios no laboratório.

### 5.2 PROGRAMA CACODI

#### 5.2.1 Considerações iniciais

O programa CACODI foi objeto de pesquisa de doutorado do Professor Yosiaki Nagato (NAGATO, 1987), do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília, e foi inicialmente desenvolvido na *The Polytechnic of Central London, Structures Research Group*, durante o período em que lá esteve no seu doutorado sanduíche. O programa CACODI foi elaborado na linguagem FORTRAN 77, e teve como objetivo estudar a influência da força normal na resistência a força cortante de peças de concreto armado de seção circular com diferentes taxas de armadura transversal.

O modelo é baseado na teoria do campo de compressão diagonal, desenvolvida por COLLINS et al., que apresentava perspectivas de bom funcionamento. Foi feita uma tentativa de aplicação de um programa de computador, baseado no programa SMAL (*Shear and Moment under Axial Load*) apresentado por VECCHIO & COLLINS (1982), na análise das peças do programa experimental, que foi o objeto principal da pesquisa.

Devido a problemas de não convergência, entre outras razões, o programa foi abandonado e foi elaborado o programa RCALMS (*Reinforced Concrete members under Axial Load*,

*bending Moment ans Shear*), posteriormente chamado de CACODI (Campo de Compressão Diagonal).

As diferenças mais significativas entre o programa SMAL e o programa CACODI, são:

- a) No programa CACODI, toda a seção de concreto é considerada, inclusive a parte externa ao estribo. O concreto da seção externa ao estribo era desprezado no programa SMAL;
- b) No programa SMAL são utilizadas duas seções próximas uma da outra, com a mesma distribuição de tensões cisalhantes, e no programa CACODI a análise é feita em uma única seção;
- c) As relações constitutivas do concreto e aço foram alteradas;
- d) A análise utilizando o programa SMAL era iterativa e feita com intervenção do usuário em algumas etapas, e no programa CACODI a análise é automática;

Apesar do objetivo principal do programa de ensaios ter sido obter tais informações em peças de seção circular, foram utilizadas informações resultantes de ensaios de outros pesquisadores, e o programa CACODI (1987) foi então estendido para análise de seções retangulares e quaisquer.

## **5.2.2 Relações constitutivas adotadas no programa CACODI**

### **5.2.2.1 Comportamento do concreto comprimido**

Para o concreto comprimido adotou-se a lei tensão-deformação proposta por CARREIRA e CHU (1985). A lei foi modificada para relacionar a tensão principal de compressão média com a deformação principal de compressão média, reduzindo-se a resistência  $f_{cd}$  com o uso do coeficiente  $\beta_1$ . A lei resultante é dada por:

$$s_2 = -\frac{f_{cd}}{b_1} \cdot \frac{bh}{b-1+h^b} \quad (5.1)$$

$$b = \frac{1}{1 - \left( \frac{E_c e_o}{f_{cd} / b_1} \right)^{-1}} \quad (5.2)$$

$$h = \left| \frac{e_2}{e_0} \right| \quad (5.3)$$

$$b_1 = 0,85 - 0,27 \frac{e_1}{e_2} = 0,58 - 0,27 \frac{g_m}{e_2} \leq 1 \quad (5.4)$$

A lei acima é válida para  $-e_u \leq e_2 \leq 0$ , para o concreto tipo 1 (CT=1), com ramo descendente, ou para  $-e_0 \leq e_2 \leq 0$  para o concreto tipo 2 (CT=2), sem ramo descendente, para o qual  $s_2 = -f_{cd} / b_1$  para  $-e_u \leq e_2 \leq e_0$ .

O diagrama tensão x deformação para concreto tipo 2 foi incluído como uma opção para eventuais comparações entre resultados obtidos com o programa CACODI e com normas de projeto que adotam o diagrama parábola-retângulo para o concreto. A Figura 5.1 apresenta os diagramas tensão *versus* deformação do concreto para o concreto tipo 1 e concreto tipo 2.

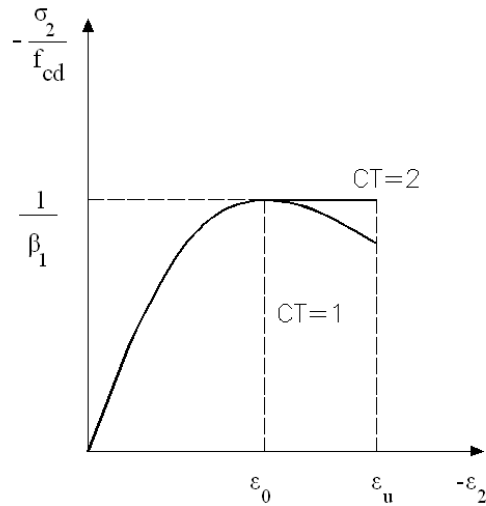


Figura 5.1 – Diagramas tensão-deformação do concreto na compressão

### 5.2.2.2 Comportamento do concreto tracionado

Para o concreto tracionado adotou-se uma lei semelhante à utilizada por MAIA (1979), para a fibra mais tracionada da seção, mas a resistência à tração do concreto foi definida do modo adotado por VECCHIO e COLLINS (1982)

$$s_1 = E_c e_1 \quad \text{para } e_1 \leq e_{cr} . \quad (5.5)$$

$$s_1 = f_{cr} \left( \frac{e_{ut} - e_1}{e_{ut} - e_{cr}} \right)^2 \quad \text{para } e_{cr} < e_1 \leq e_{ut} . \quad (5.6)$$

$$s_1 = 0 \quad \text{para } e_1 \geq e_{ut} . \quad (5.7)$$

$$f_{cr} = 0,33\sqrt{f_{cd}} \text{ (MPa)} \quad (5.8)$$

$$e_{cr} = f_{cr} / E_c \quad (5.9)$$

No programa CACODI manteve-se a forma do diagrama  $(\sigma_1, \epsilon_1)$  mas adotou-se  $\epsilon_{ut}=5 \times 10^{-3}$  de forma arbitrária, apesar de se ter escolhido um valor que conduzisse a um diagrama que se ajustasse razoavelmente aos resultados experimentais apresentados por VECCHIO

(1981). A Figura 5.2 mostra o diagrama tensão-deformação utilizado no programa CACODI.

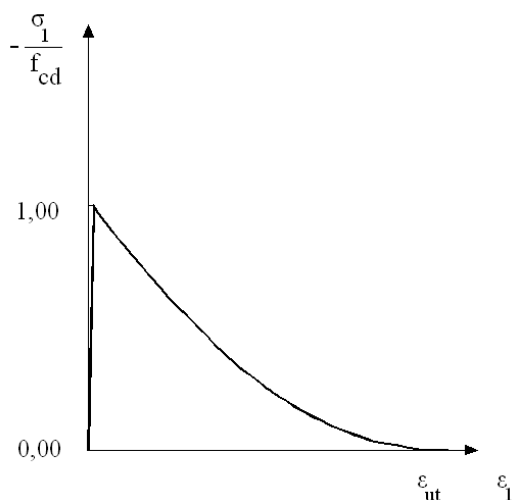


Figura 5.2 – Diagrama tensão-deformação do concreto na tração

Segundo NAGATO (1987), o valor do módulo de elasticidade do concreto,  $E_c$  tangente na origem do diagrama tensão-deformação, tanto para tração quanto para compressão, pode ser obtido experimentalmente ou por um valor definido convenientemente, o mesmo se podendo dizer em relação a  $\epsilon_0$  e  $\epsilon_u$ .

Diversas expressões para a determinação do módulo de elasticidade do concreto em função da resistência à compressão do concreto podem ser encontradas na literatura. Para a presente pesquisa será utilizado o módulo de elasticidade secante do CEB/90 por apresentar melhores resultados, segundo pesquisa realizada por ARAÚJO (2000).

Vale ressaltar que o programa não calcula o módulo de elasticidade automaticamente. É necessário definir no arquivo de entrada de dados o valor do módulo de elasticidade, que pode ser obtido via expressões ou por ensaio no laboratório.

### 5.2.2.3 Comportamento da armadura

Foi admitido um comportamento bi-linear para aços laminados (CA-50), com patamar de escoamento definido, como indicado na Figura 5.3, assumindo que a forma do diagrama tensão-deformação é a mesma para a tração e a compressão.

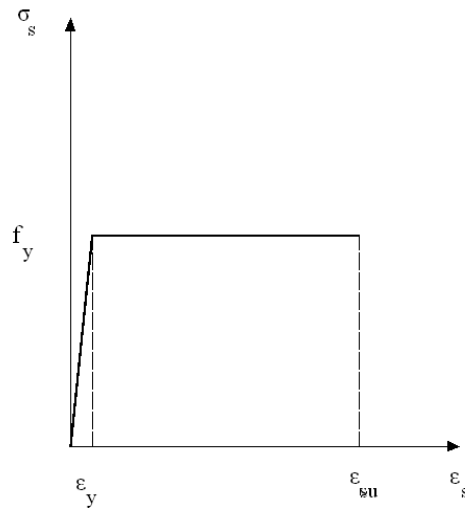


Figura 5.3 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aços laminados (CA-50)

A tensão na armadura passiva é obtida por:

$$s_s = E_s e_s \quad \text{quando } -e_y < e_s < e_y \quad (5.21)$$

$$s_s = \pm f_y \quad \text{quando } -e_y \geq e_s \geq e_y \quad (5.22)$$

onde:

$\sigma_s$  é a tensão na armadura;

$E_s$  é o módulo de elasticidade da armadura;

$\epsilon_s$  é a deformação na armadura;

$F_y$  é a tensão de escoamento da armadura;

$\epsilon_y$  é a deformação de escoamento da armadura.

Para aços trefilados ou com patamar de escoamento não definido (CA-60), foi utilizada a lei abaixo:

$$f_p = 0,8f_y \quad \text{limite de proporcionalidade} \quad (5.23)$$

$$s_s = E_s e_s \quad \text{para } e_s \leq e_p = 0,8f_y / E_s \quad (5.24)$$



$$\left. \begin{aligned}
 s_s &= A + \sqrt{A^2 - B} \\
 A &= \left(0,8 - \frac{10f_y}{E_s}\right)f_y \\
 B &= (0,64 - 20e_s)f_y^2 \\
 e_s &= \frac{s_s}{E_s} + \frac{1}{20}\left(\frac{s_s}{f_y} - 0,8\right)^2
 \end{aligned} \right\} e_p \leq e_s \leq e_{su} = 10\% \quad (5.25)$$

A Figura 5.4 mostra o diagrama tensão-deformação simplificado para aço trefilado, sem patamar de escoamento definido, utilizado no programa CACODI .

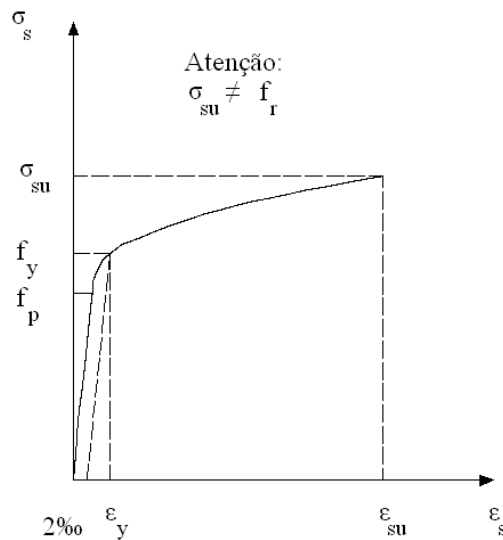


Figura 5.4 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aço trefilado (CA-60)

### 5.2.3 Processo de cálculo

A seção de concreto armado é discretizada em “m” fatias de concreto e “n” camadas de armadura longitudinal, onde cada fatia de concreto possui uma largura ( $b_i$ ), altura ( $h_i$ ) taxa de armadura transversal ( $\rho_{ti}$ ) e posição em relação à fibra mais comprimida da seção ( $y_{ci}$ ). A largura ( $b_i$ ) é calculada a partir da área total da fatia de altura  $h_i = D/m$ , onde  $D$  é o diâmetro da seção transversal, ou pode ser calculada dividindo-se a altura  $H$  da seção pelo número de fatias de concreto, caso esteja considerando uma seção retangular. As propriedades mecânicas do concreto e da armadura transversal são consideradas iguais para todas as fatias.

A Figura 5.5 mostra a discretização da seção transversal utilizada pelo programa CACODI (1987), mostrando a divisão da seção transversal em fatias, a variação da linha neutra para a determinação dos esforços internos e da curvatura da seção transversal.

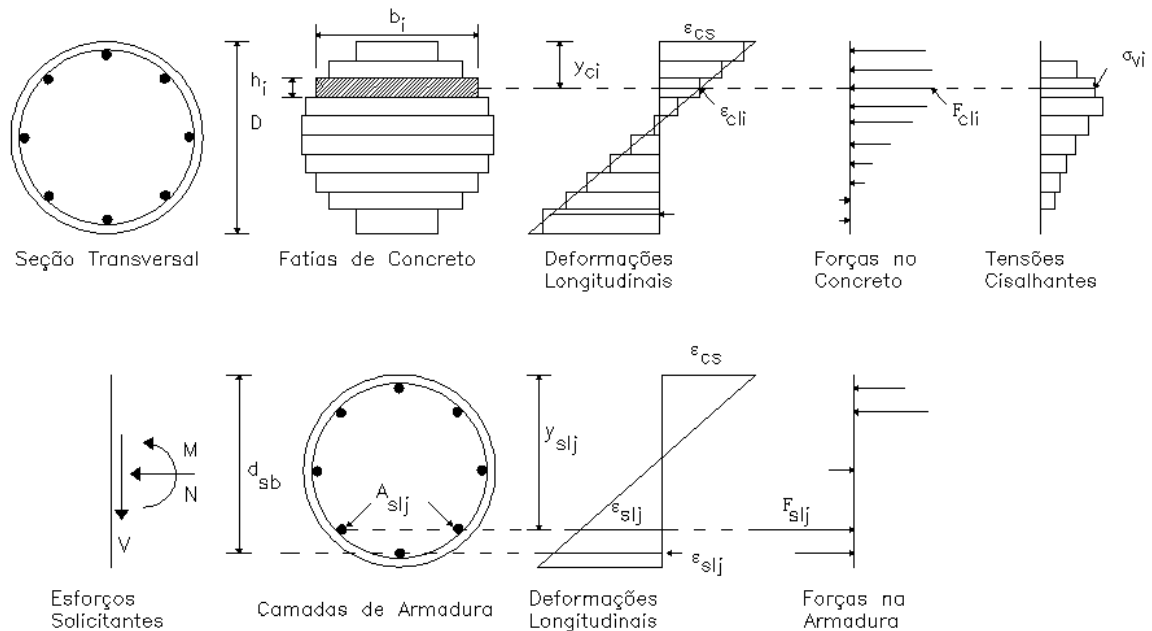


Figura 5.5 – Discretização da seção transversal (NAGATO, 1987)

As hipóteses básicas consideradas no programa CACODI são:

- condição de compatibilidade de deformações, representada pela hipótese de que as seções permanecem planas até a ruína;
- a aderência entre o concreto e o aço é perfeita;
- a condição de equilíbrio, segundo a qual as forças resultantes das tensões que se desenvolvem na seção equilibram os esforços solicitantes.

Com as hipóteses acima e com as tensões no concreto sendo determinadas a partir da teoria do campo de compressão diagonal, o problema fica resolvido. Os esforços internos dados pelas equações:

$$N = \sum_{i=1}^m s_{cli} b_i h_i + \sum_{j=1}^n s_{slj} A_{slj} \quad (5.26)$$

$$M = \sum_{i=1}^m s_{ci} b_i h_i (y_{ci} - R) + \sum_{j=1}^n s_{sj} A_{sj} (y_{sj} - R) \quad (5.27)$$

A curvatura da seção é determinada pela variação da linha neutra até que a condição de equilíbrio seja satisfeita. O processo é trabalhoso porque ao variar a posição da linha neutra variam-se os esforços solicitantes N, M e V, e o equilíbrio é atingido em um processo iterativo.

Vale ressaltar que o CACODI dá a opção ao usuário para ignorar a força cortante (V), simplificando bastante os cálculos. Tanto na pesquisa de DANTAS (2006) como nesta pesquisa a força cortante foi ignorada.

### 5.3 PROGRAMA FLECO2C

Na pesquisa realizada por DANTAS (2006), os deslocamentos horizontais do pilar eram calculados utilizando-se de uma planilha em Excel, e todo o procedimento, exceto o da obtenção da curvatura com o programa CACODI sem a consideração da força cortante, era realizado com a intervenção do usuário em diversas etapas.

Nesta pesquisa e na de SANTOS (2009), alguns ensaios foram compartilhados, e um trabalho de adaptação do programa CACODI foi feito de modo a automatizar o procedimento de análise. O programa adotado foi denominado FLECO2C por incorporar a análise do efeito de segunda ordem no comportamento dos pilares usando a relação constitutiva de CARREIRA E CHU (1985) para o concreto comprimido.

O programa FLECO2C determina os deslocamentos horizontais, as deformações na armadura e no concreto para cada passo de força, automaticamente, utilizando como base o programa CACODI (1987), que determina a curvatura relativa ao equilíbrio da seção para o par momento (M) e força normal (N), desprezando a força cortante (V).

O programa FLECO2C foi atualizado para a linguagem FORTRAN 90, podendo ser utilizado em compiladores atuais.

O cálculo dos deslocamentos horizontais é realizado em sete seções do pilar, utilizando o método da área de momentos fletores reduzidos ( $M/EI$ ) da Resistência dos Materiais ou Mecânica dos Corpos Deformáveis que será exposto adiante.

Para um dado carregamento e uma configuração do eixo do pilar, são definidos os momentos fletores nas 7 seções. Para cada seção é calculado um deslocamento horizontal ( $e_2$ ), que por sua vez é incrementado à excentricidade inicial ( $e_1$ ), gerando um novo momento fletor na seção. Com o novo diagrama de momentos fletores são calculados novos deslocamentos horizontais. Esse ciclo foi repetido até que a diferença entre o último e o penúltimo deslocamento horizontal ( $e_2$ ) calculado fosse menor que uma tolerância estabelecida pelo usuário. Para essa verificação da tolerância foi considerada a seção central do pilar.

Caso a diferença entre os deslocamentos horizontais calculados fosse menor que a tolerância estabelecida, o procedimento era reiniciado com um incremento de força. A ruína do pilar era estimada quando não era mais possível obter uma situação de equilíbrio.

A Figura 5.6 mostra o fluxograma utilizado para a determinação dos deslocamentos horizontais.

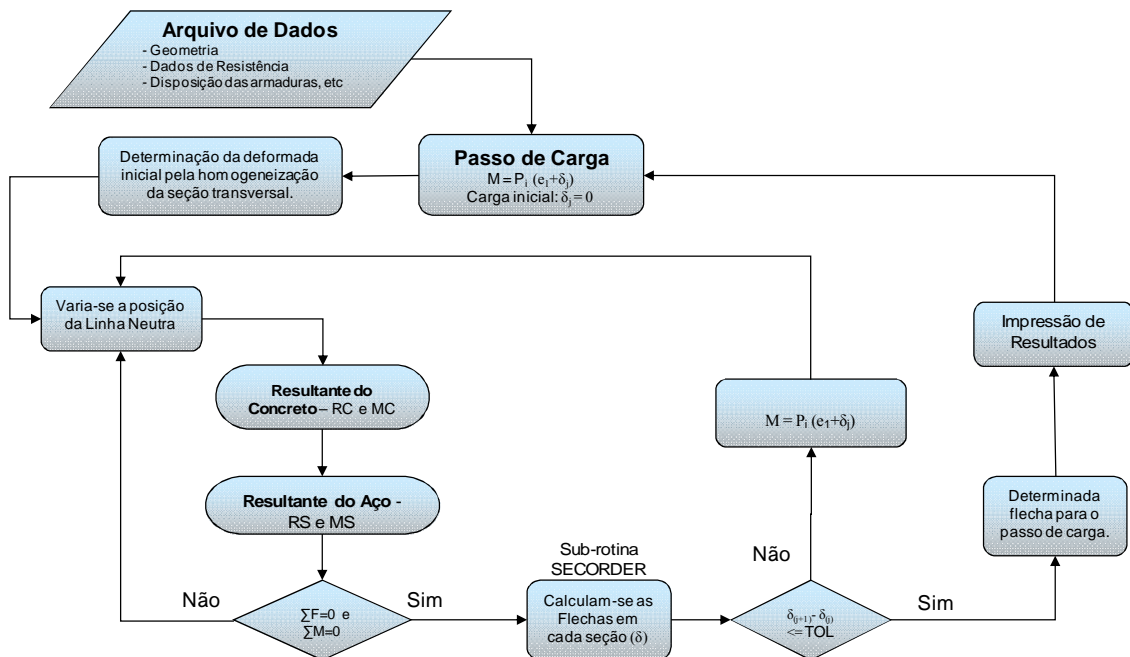


Figura 5.6 – Fluxograma utilizado no modelo numérico

### 5.3.1 Sub-rotina SECORDER

O cálculo dos deslocamentos horizontais é realizado por uma sub-rotina, denominada SECORDER, que utiliza os teoremas do Método da Área do Diagrama de Momentos Fletores Reduzidos, obtidos da Resistência dos Materiais.

#### 5.3.1.1 Teorema 1

Considerando uma viga simplesmente apoiada com a sua respectiva linha elástica, (Figura 5.7), observa-se que o momento interno  $M$  deforma a viga de tal forma que as tangentes à curva elástica dos pontos A e B, interceptam-se formando um ângulo  $\theta_{B/A}$ .

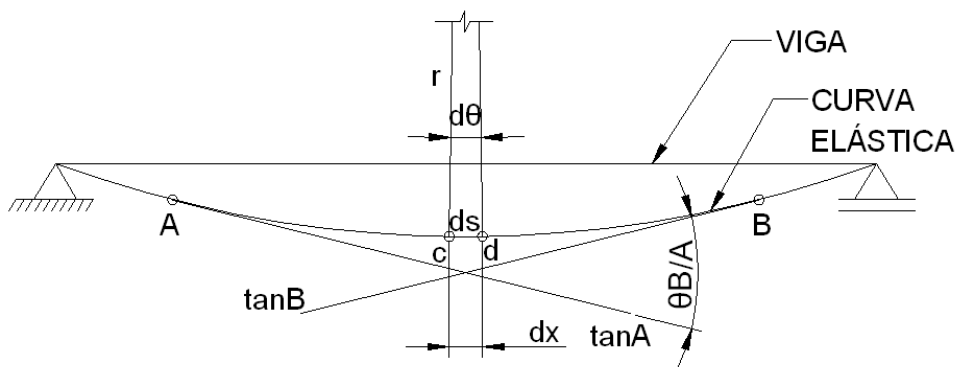


Figura 5.7 – Curva elástica de um elemento de viga

Os pontos c e d no eixo defletido da viga estão separados por uma pequena distância  $ds$ , portanto, considerando pequenos ângulos de rotação, pode-se admitir que  $ds \cong dx$ . Assim, considerando  $r$  o raio de curvatura, pode-se dizer que:

$$r \cdot dq = dx \quad (5.28)$$

A curvatura da peça pode ser escrita então da seguinte forma:

$$\frac{1}{r} = \frac{dq}{dx} = \frac{M}{EI} \quad (5.29)$$

Para inclinações pequenas, o ângulo  $d\theta$  vale:

$$dq = \frac{M}{EI} dx \quad (5.30)$$

Tendo o diagrama de momento fletor da viga, dividido pelo produto EI, a equação 5.30 indicará que o  $d\theta$  é igual a área sob o diagrama M/EI do segmento de viga dx. Integrando entre dois pontos da linha elástica A e B, temos:

$$q_{B/A} = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \quad (5.31)$$

Teorema 1: “O ângulo entre as tangentes em quaisquer dois pontos da linha elástica é igual à área sob o diagrama M/EI entre esses mesmos dois pontos.

#### 5.3.1.2 Teorema 2

Teorema 2: “O desvio tangencial  $t_{B/A}$  do ponto B da curva de deflexão em relação à tangente no ponto A, medido na vertical, é igual ao primeiro momento da área do diagrama M/EI entre A e B, avaliado com relação à vertical que passa por B.”

O desvio vertical da tangente em B em relação à tangente em A, pode ser escrito da seguinte forma:

$$t_{B/A} = \int_A^B x_1 \frac{M}{EI} dx \quad (5.32)$$

A Figura 5.8 mostra a linha elástica e o diagrama de momentos fletores reduzidos de uma peça sob flexo-compressão normal.

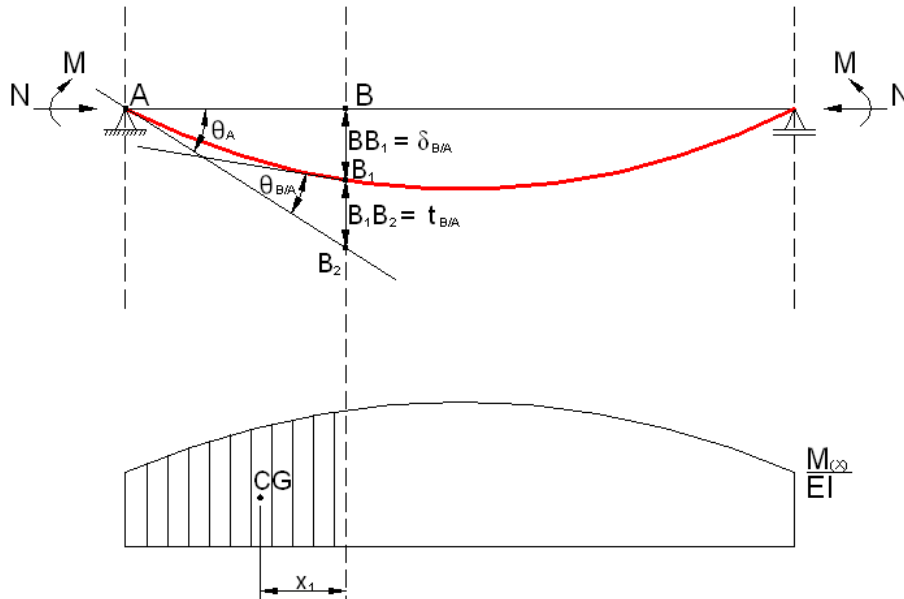


Figura 5.8 – Linha elástica e diagrama de momentos fletores reduzidos de uma peça sob flexo-compressão normal

O deslocamento vertical  $\delta_B$  para um ponto genérico B, distante da extremidade A da viga, é igual a:

$$d_B = \overline{BB_2} - t_{B/A} \quad (5.33)$$

onde:

$$\overline{BB_2} = \overline{AB} \cdot q_A \quad (5.34)$$

A tangente à elástica no meio do vão está na horizontal, portanto, considerando o ponto B no meio do vão, tem-se que  $\theta_A = \theta_{B/A}$ . Após a obtenção do valor de  $\theta_A$  com a Equação 5.31, é possível se determinar os deslocamentos verticais em todos os pontos da elástica com o uso das Equações 5.32, 5.33 e 5.34.

Esses dois teoremas são aplicados para a determinação da curva de deflexão do pilar com força excêntrica. O programa fornece o vetor das curvaturas ( $M/EI$ ) de  $n$  seções entre a extremidade rotulada e o meio do pilar. Com essas curvaturas e com as distâncias entre uma seção e outra, as áreas entre duas seções consecutivas e o momento estático correspondente em relação à seção onde se quer determinar a flecha são calculados. O ângulo entre a tangente no meio do vão e a tangente no apoio é dado pela área formada

pelas curvaturas da extremidade rotulada ao meio do vão (Equação 5.31). Com esse ângulo e com as equações 5.32 a 5.34 são determinados os deslocamentos horizontais para cada seção discretizada.

A Figura 5.9 mostra a discretização utilizada, apresentando as distâncias entre cada seção  $d(i)$  e as curvaturas de cada seção  $PHI(i)$ .

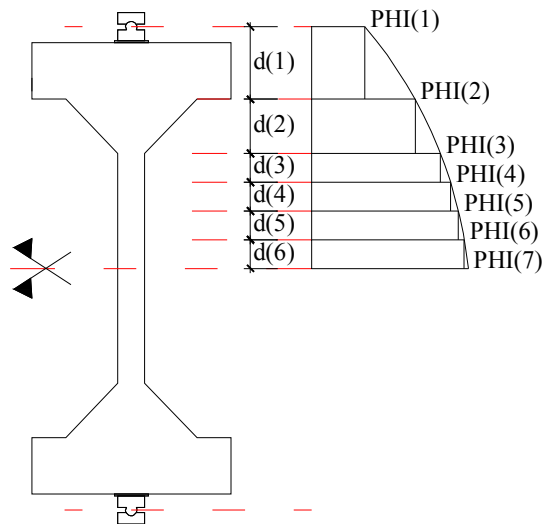


Figura 5.9 – Discretização do pilar para a determinação da curva de deflexão

#### 5.4 PROGRAMA FLECO2H

A fim de se obter ainda mais dados sobre o comportamento de pilares birrotulados, foi realizada uma alteração na relação constitutiva do concreto, passando-se a utilizar a relação constitutiva do concreto proposta por HOGNESTAD *apud* CARNEIRO (2006).

A Figura 5.10 mostra o gráfico tensão deformação do concreto comprimido que será utilizado no programa FLECO2H (Flexo-Compressão Normal com efeito de segunda ordem utilizando a relação constitutiva proposta por Hognestad para o concreto comprimido).



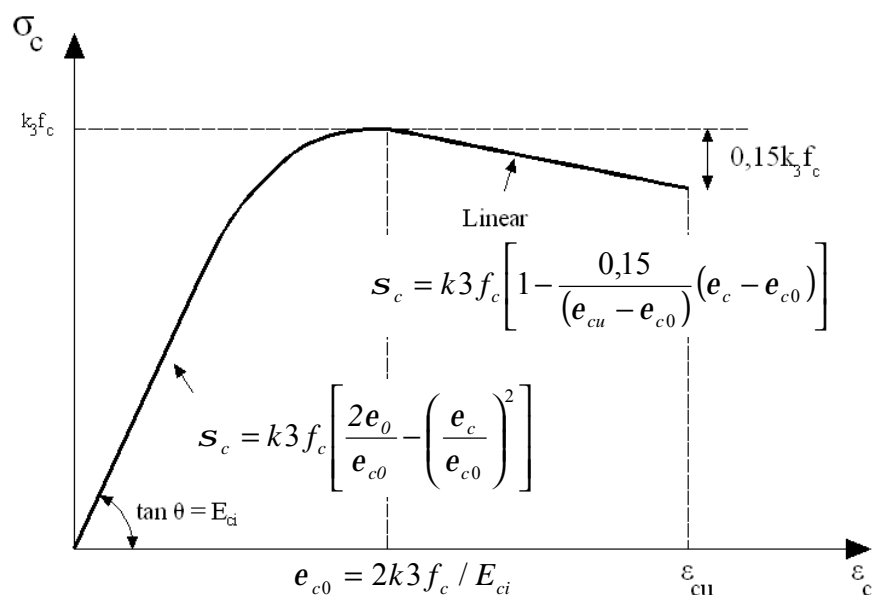


Figura 5.10 – Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido

O comportamento do concreto na compressão pode ser expresso por:

$$s_c = k3f_c \left[ \frac{2e_0}{e_{c0}} - \left( \frac{e_c}{e_{c0}} \right)^2 \right] \quad \text{quando } 0 \leq e_c \leq e_{c0} \quad (5.35)$$

$$s_c = k3f_c \left[ 1 - \frac{0,15}{(e_{cu} - e_{c0})} (e_c - e_{c0}) \right] \quad \text{quando } e_{c0} \leq e_c \leq e_{cu} \quad (5.36)$$

onde:

$\sigma_c$  é a tensão no concreto;

$\epsilon_c$  é a deformação do concreto;

$k_3$  é a relação entre a resistência máxima do concreto na região comprimida e o valor da resistência obtido no ensaio de corpos-de-prova cilíndricos;

$f_c$  é a resistência característica do concreto;

$\epsilon_{c0}$  é a deformação do concreto correspondente à tensão máxima;

$\epsilon_{cu}$  é a deformação última do concreto.

A deformação do concreto correspondente à tensão máxima pode ser obtida por:

$$e_{c0} = \frac{2k_3f_c}{E_{ci}} \quad (5.37)$$

onde  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade do concreto tangente na origem.

Percebe-se na Figura 5.10 um trecho parabólico até um limite estabelecido pela deformação  $\varepsilon_{c0}$ , equivalente a uma tensão de  $k_3f_c$ , e um trecho linear descendente com uma queda de 15 % da tensão  $k_3f_c$  para uma deformação última  $\varepsilon_{cu}$ . Para concretos com resistências em torno de 40 MPa o coeficiente  $k_3$  é dado como 0,92.

Para uma análise prévia do comportamento dos pilares considerando a relação constitutiva de HOGNESTAD em relação à proposta por CARREIRA E CHU (1985), são mostrados gráficos comparativos das duas relações constitutivas para concretos de  $f_c = 40$  MPa, considerando o coeficiente  $k_3$  de Hognestad como sendo 1,0.

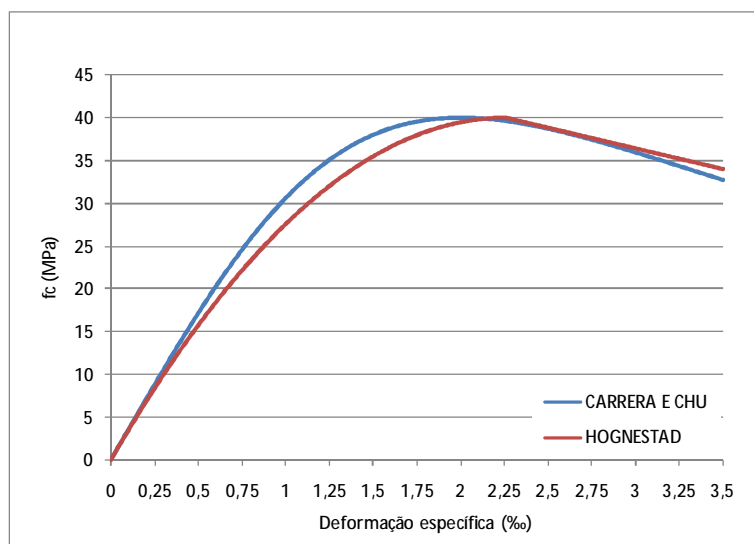


Figura 5.11 – Comparativo dos diagramas tensão-deformação considerando o módulo de elasticidade tangente na origem -  $E_{ci}$

O valor de  $k_3$  apresentado por Hognestad foi considerado como sendo 1,0 para a presente pesquisa para obter uma melhor comparação com os resultados da relação constitutiva de CARREIRA E CHU (1985), e por não se tratar do dimensionamento no Estado Limite Último.

Percebe-se no gráfico um ajuste bom das relações constitutivas dos dois modelos considerados, com o modelo proposto por Hognestad apresentando uma rigidez menor do concreto, e uma deformação limite da curva ascendente em torno de 2,2 ‰, e 2,0 ‰ para CARREIRA E CHU (1985), o que pode fazer bastante diferença no comportamento dos

pilares submetidos aos efeitos de segunda ordem, por isso o modelo constitutivo de Hognestad será utilizado também para comparar os resultados.

Outro fator bastante importante a ser considerado é a utilização do módulo de elasticidade correto nas análises do comportamento dos pilares, pois apresentam grandes diferenças entre os modelos propostos.

Segundo os modelos propostos, o módulo de elasticidade a ser considerado deverá ser o módulo de elasticidade tangente na origem e não o módulo de elasticidade secante. A Figura 5.12 mostra o gráfico comparativo das relações constitutivas propostas por HOGNESTAD e CARRERA E CHU (1985), considerando o módulo de elasticidade secante do MC- CEB (1990).

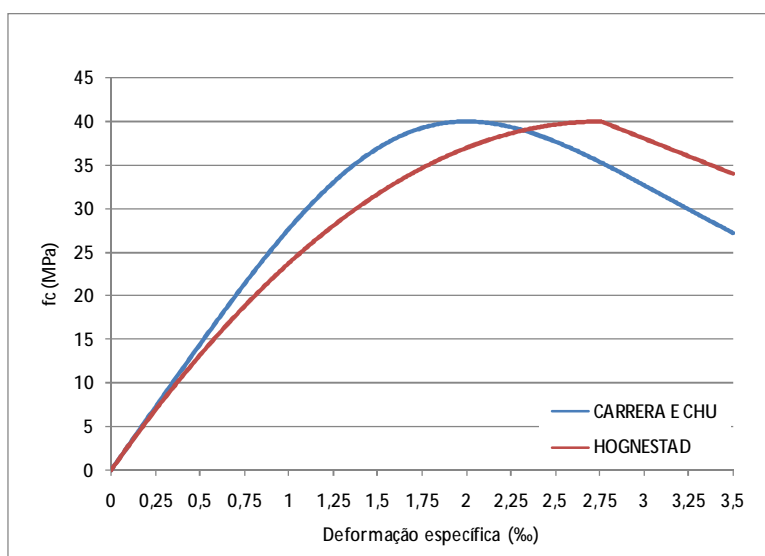


Figura 5.12 - Comparativo dos diagramas tensão-deformação considerando o módulo de elasticidade secante -  $E_{cs}$

Foi considerado o módulo secante do MC- CEB (1990) por apresentar melhores resultados de previsão, e por não dispor de dados de ensaios de módulo de elasticidade para todos os pilares.

No Capítulo 6 são apresentados os comparativos do comportamento dos pilares ensaiados em relação ao estimado pelos modelos numéricos.



## **6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM AS ESTIMATIVAS DOS MODELOS NUMÉRICOS E PROCESSOS APROXIMADOS DAS NORMAS**

### **6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Neste capítulo os resultados obtidos nos ensaios dos pilares serão confrontados com estimativas dos programas FLECO2C e FLECO2H mostrados no Capítulo 5.

Serão analisadas para os pilares da presente pesquisa e os pilares das pesquisas de ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004), as forças de fissuração, as forças de ruptura, as deformações nas armaduras e no concreto, e os deslocamentos horizontais durante as fases de carregamento. Também serão utilizados os processos aproximados para a previsão da força de ruína dos pilares das normas ABNT NBR 6118:2003, MC-CEB (1990) e ACI 318:2002.

### **6.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DA PRESENTE PESQUISA COM AS ESTIMATIVAS DOS PROGRAMAS FLECO2C E FLECO2H**

#### **6.2.1 Forças de Fissuração**

A força de fissuração estimada em vigas de concreto armado pode facilmente ser determinada pela teoria da Resistência dos Materiais, considerando a seção homogeneizada de concreto e a resistência à tração do concreto. Esta força é simplesmente a força necessária para que as tensões na fibra tracionada atinjam a resistência limite à tração do concreto.

Para pilares submetidos a flexo-compressão este procedimento não é adequado, haja vista que os efeitos de segunda ordem, por menor que sejam, afetam os resultados, e o cálculo utilizando este procedimento acaba por superestimar a força de fissuração dos pilares, não sendo adequado o seu uso para os pilares da presente pesquisa.

Os resultados da força de fissuração pelos modelos numéricos foram obtidos a partir das curvaturas para cada incremento de força, comparando-se a deformação na fibra menos comprimida do concreto com a deformação limite de tração do concreto, determinando-se assim a força de fissuração. A Tabela 6.1 mostra os resultados de força de fissuração dos pilares ensaiados em relação aos obtidos pelos programas FLECO2C e FLECO2H, respectivamente.

Tabela 6.1 – Força de fissuração numérica versus experimental

	Modelo	e (mm)	$F_r$ (kN)	$F_{r,Fleco2C}$ (kN)	$F_r/F_{r,Fleco2C}$	$F_{r,Fleco2H}$	$F_r/F_{r,Fleco2H}$
Série 1 (L=3,0 m)	PFN 6-3	6	-	-	-	-	-
	PFN 12-3	12	530,0	450,0	1,18	380,0	1,39
	PFN 15-3	15	-	360,0	-	310,0	-
	PFN 18-3	18	460,0	270,0	1,70	240,0	1,92
	PFN 24-3	24	200,0	160,0	1,25	150,0	1,33
	PFN 30-3	30	200,0	120,0	1,67	120,0	1,67
	PFN 40-3	40	125,0	80,0	1,56	80,0	1,56
	PFN 50-3	50	100,0	60,0	1,67	60,0	1,67
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 60-3	60	40,0	50,0	0,80	40,0	1,00
	PFN 15-2.5	15	-	500,0	-	490,0	-
	PFN 24-2.5	24	300,0	200,0	1,50	190,0	1,58
	PFN 30-2.5	30	240,0	160,0	1,50	150,0	1,60
	PFN 40-2.5	40	80,0	100,0	0,80	90,0	0,89
	PFN 50-2.5	50	60,0	70,0	0,86	70,0	0,86
Série 3 (L=2,0 m)	PFN 60-2.5	60	50,0	50,0	1,00	50,0	1,00
	PFN 15-2	15	180,0	600,0	0,30	520,0	0,35
	PFN 24-2	24	400,0	270,0	1,48	240,0	1,67
	PFN 30-2	30	180,0	160,0	1,13	150,0	1,20
	PFN 40-2	40	60,0	90,0	0,67	90,0	0,67
	PFN 50-2	50	50,0	70,0	0,71	60,0	0,83
PFN 60-2	60	60,0	60,0	1,00	60,0	1,00	

Tabela 6.2 – Resultados estatísticos da força de fissuração numérica versus experimental

		$F_r/F_{r,Fleco2C}$	$F_r/F_{r,Fleco2H}$
Série 1	Média	1,40	1,51
	Desvio Padrão	0,34	0,29
	Coefficiente de Variação (%)	24%	20%
Série 2	Média	1,13	1,18
	Desvio Padrão	0,34	0,37
	Coefficiente de Variação (%)	30%	31%
Série 3	Média	0,88	0,95
	Desvio Padrão	0,41	0,46
	Coefficiente de Variação (%)	47%	48%
Geral	Média	1,15	1,23
	Desvio Padrão	0,41	0,17
	Coefficiente de Variação (%)	36%	14%

Os pilares da Série 1 apresentaram resultados razoáveis quando comparados com os modelos numéricos, apresentando uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2C}$  média de 1,40, e uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2H}$  média de 1,51. As maiores discrepâncias foram para os pilares PFN 18-3, PFN 30-3 e PFN 50-3, que apresentaram uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2C}$  de 1,70, 1,67 e 1,67, e uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2H}$  de 1,92, 1,67 e 1,67, respectivamente, podendo ser atribuído erros nas verificações das primeiras fissuras, podendo os pilares terem já fissurado anteriormente e a percepção ter sido tardia, ou grandes passos de força, o que foi percebido em alguns pilares.

Os pilares da Série 2 apresentaram bons resultados de estimativa da força de fissuração pelos modelos numéricos em relação aos resultados observados nos ensaios, apresentando uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2C}$  média de 1,13, e uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2H}$  média de 1,18. As maiores diferenças foram para os pilares PFN 24-2,5 e PFN 30-2,5, provavelmente por algum erro de centralização do pilar ou imperfeições geométricas.

Os pilares da Série 3 também apresentaram bons resultados de estimativa de força de fissuração pelos modelos numéricos em relação às primeiras fissuras observadas nos ensaios, apresentando uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2C}$  média de 1,00, e uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2H}$  média de 1,07, excetuando-se o valor da primeira fissura observada no pilar PFN 15-2, por não representar fisicamente a primeira fissura real de flexo-compressão. O pilar PFN 24-2, apresentou maiores diferenças da força de fissuração estimada em relação a teórica, apresentando uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2C} = 1,48$ , e uma relação  $F_r/F_{r,Flcco2H} = 1,67$ .

Apesar da verificação das fissuras ser um trabalho perigoso, recomenda-se um maior critério durante a verificação, principalmente para forças próximas as estimadas, com maior rigor, para que os resultados sejam condizentes, tal como observado nos pilares da Série 2 e Série 3.

## 6.2.2 Forças Últimas

Com os programas FLECO2C e FLECO2H, também foi possível se estimar a força de ruína de cada pilar, utilizando um processo incremental iterativo pelo qual as flechas calculadas numa etapa eram incrementadas às flechas da etapa anterior para um determinado valor da força. As flechas eram determinadas até que a diferença entre a flecha de uma etapa e a flecha da etapa anterior fosse menor ou igual a uma tolerância estabelecida.

Em um determinado nível de carregamento o pilar não conseguia mais equilibrar os esforços externos oriundos do incremento da flecha calculada. Assim, quando havia uma divergência, com as flechas aumentando indeterminadamente, o equilíbrio não era satisfeito. Para esse passo de força era obtida a força de ruína do pilar. A Tabela 6.3 mostra um resumo das forças de ruína dos pilares ensaiados em relação à estimada pelos modelos numéricos.

Tabela 6.3 – Força de ruína numérica versus experimental

	Modelo	e (mm)	$F_u$ (kN)	$F_{u, \text{Fleco2C}}$ (kN)	$F_u/F_{u, \text{Fleco2C}}$	$F_{u, \text{Fleco2H}}$	$F_u/F_{u, \text{Fleco2H}}$
Série 1 (L=3,0 m)	PFN 6-3	6	652,0	680,0	0,96	590,0	1,11
	PFN 12-3	12	535,0	530,0	1,01	460,0	1,16
	PFN 15-3	15	446,5	430,0	1,04	390,0	1,14
	PFN 18-3	18	460,5	410,0	1,12	360,0	1,28
	PFN 24-3	24	241,0	320,0	0,75	280,0	0,86
	PFN 30-3	30	254,8	230,0	1,11	210,0	1,21
	PFN 40-3	40	170,2	170,0	1,00	160,0	1,06
	PFN 50-3	50	155,0	150,0	1,03	140,0	1,11
	PFN 60-3	60	131,0	130,0	1,01	120,0	1,09
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 15-2.5	15	670,4	600,0	1,12	520,0	1,29
	PFN 24-2.5	24	360,8	340,0	1,06	290,0	1,24
	PFN 30-2.5	30	336,0	320,0	1,05	290,0	1,16
	PFN 40-2.5	40	246,0	230,0	1,07	210,0	1,17
	PFN 50-2.5	50	201,2	190,0	1,06	180,0	1,12
	PFN 60-2.5	60	164,8	160,0	1,03	160,0	1,03
Série 3 (L=2,0 m)	PFN 15-2	15	662,0	660,0	1,00	610,0	1,09
	PFN 24-2	24	456,0	540,0	0,84	470,0	0,97
	PFN 30-2	30	317,0	370,0	0,86	330,0	0,96
	PFN 40-2	40	294,4	270,0	1,09	240,0	1,23
	PFN 50-2	50	232,0	210,0	1,10	210,0	1,10
	PFN 60-2	60	198,4	190,0	1,04	180,0	1,10



Tabela 6.4 – Resultados estatísticos das forças de ruína numérica versus experimental

		$F_u/F_{u,Fleco2C}$	$F_u/F_{u,Fleco2H}$
Série 1	Média	1,00	1,11
	Desvio Padrão	0,11	0,12
	Coeficiente de Variação (%)	11%	10%
Série 2	Média	1,06	1,17
	Desvio Padrão	0,03	0,09
	Coeficiente de Variação (%)	3%	8%
Série 3	Média	0,99	1,07
	Desvio Padrão	0,11	0,10
	Coeficiente de Variação (%)	12%	9%
Geral	Média	1,02	1,12
	Desvio Padrão	0,10	0,07
	Coeficiente de Variação (%)	9%	6%

Os modelos numéricos apresentaram excelentes estimativas das forças de ruína dos pilares ensaiados, apresentando uma média de  $F_u/F_{u,Numérica}$  próxima a 1,00 para todos os ensaios, principalmente quando comparado com o programa FLECO2C.

Para os pilares da Série 1, observa-se excelentes resultados de estimativa da força de ruína para os dois modelos numéricos, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C}$  média de 1,00 e uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H}$  média de 1,10. O pilar PFN 24-3 apresentou uma maior diferença entre a força de ruína estimada em relação a força de ruína do ensaio, provavelmente por problemas na centralização do pilar durante a montagem ou alguma excentricidade devido a imperfeições geométricas.

Para os pilares da Série 2, foram obtidos excelentes resultados de estimativa da força de ruína dos pilares em relação à força observada nos ensaios, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C}$  média de 1,02 e uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H}$  média de 1,11. O pilar que apresentou uma maior discrepância em relação ao estimado foi o pilar PFN 15-2,5, evidenciando a dificuldade de se aplicar uma excentricidade tão pequena no pilar.

Os pilares da Série 3 apresentaram também excelentes resultados de força de ruína estimada em relação à observada nos ensaios dos pilares, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C}$  média de 0,97 e uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H}$  média de 1,04, com todos os pilares apresentando excelentes resultados de estimativa.

Percebe-se que os modelos numéricos são adequados para a previsão da força de ruína dos pilares, com o programa FLECO2H apresentando valores mais conservadores e a favor da segurança em relação ao programa FLECO2C.

Vale ressaltar que em condições de projeto, os resultados tornar-se-iam mais conservadores ainda, o que seria necessário, haja vista que num ambiente comum de obra, as excentricidades acidentais fogem um pouco do controle, portanto, há essa necessidade de se ter um devido cuidado com as análises de pilares, principalmente sob condições de projeto.

### **6.2.3 Deformações nas Armaduras**

Nesta seção, serão analisadas as deformações nas armaduras dos pilares ensaiados em relação às estimativas dos modelos numéricos FLECO2C e FLECO2H, submetidos a carregamentos incrementais até a ruína. Para a comparação com os dados dos programas FLECO2C e FLECO2H, foram obtidos os valores médios das deformações na armadura comprimida e menos comprimida, ou tracionada para cada passo de força.

A média das armaduras foi obtida pela média aritmética das deformações consideradas válidas na composição dos gráficos das deformações nas armaduras, em virtude de alguns extensômetros apresentarem falhas ou registro de dados incoerentes no decorrer do ensaio.

#### **6.2.3.1 Série 1**

Da Figura 6.1 a Figura 6.9 são apresentados os gráficos comparativos numéricos x experimentais da deformação média nas armaduras dos pilares da Série 1.

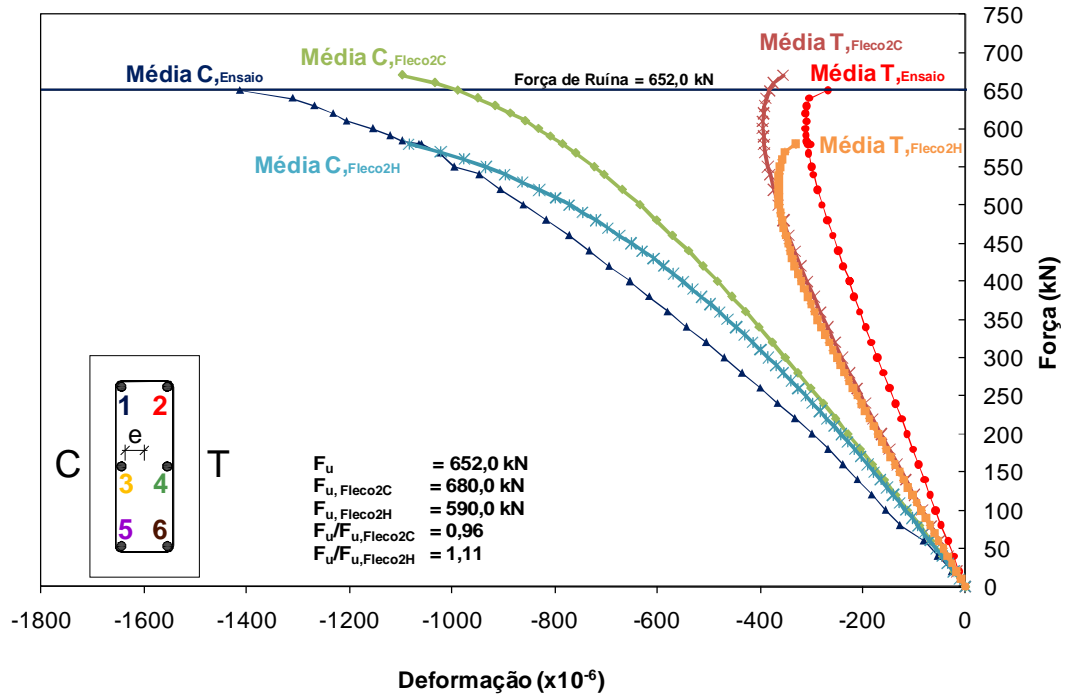


Figura 6.1 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 6-3

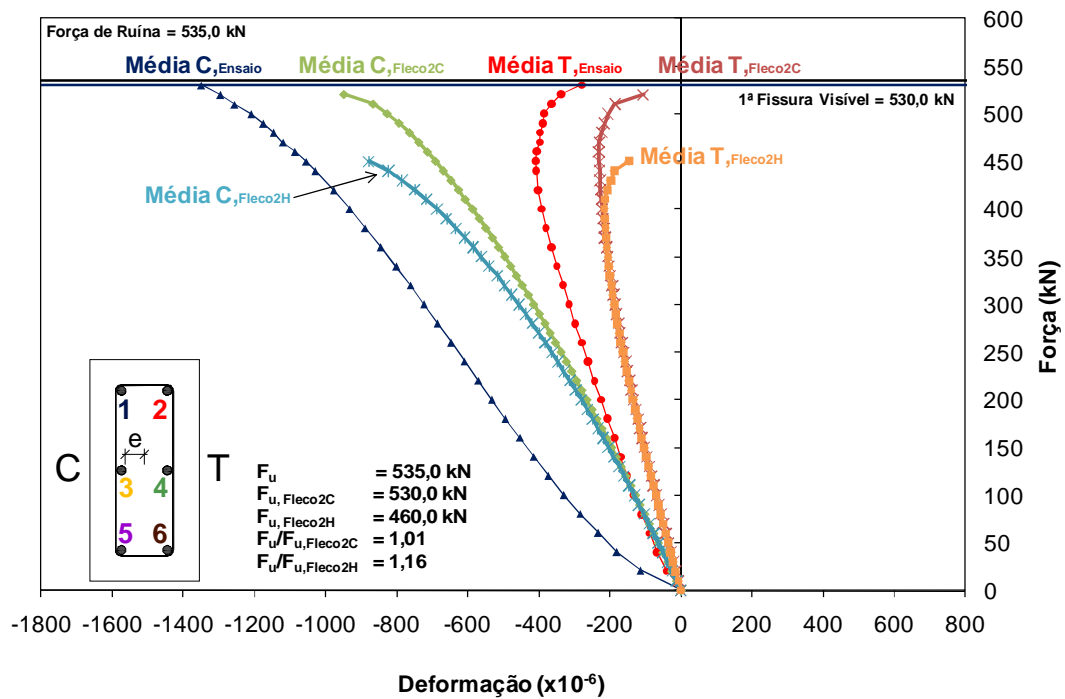


Figura 6.2 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 12-3

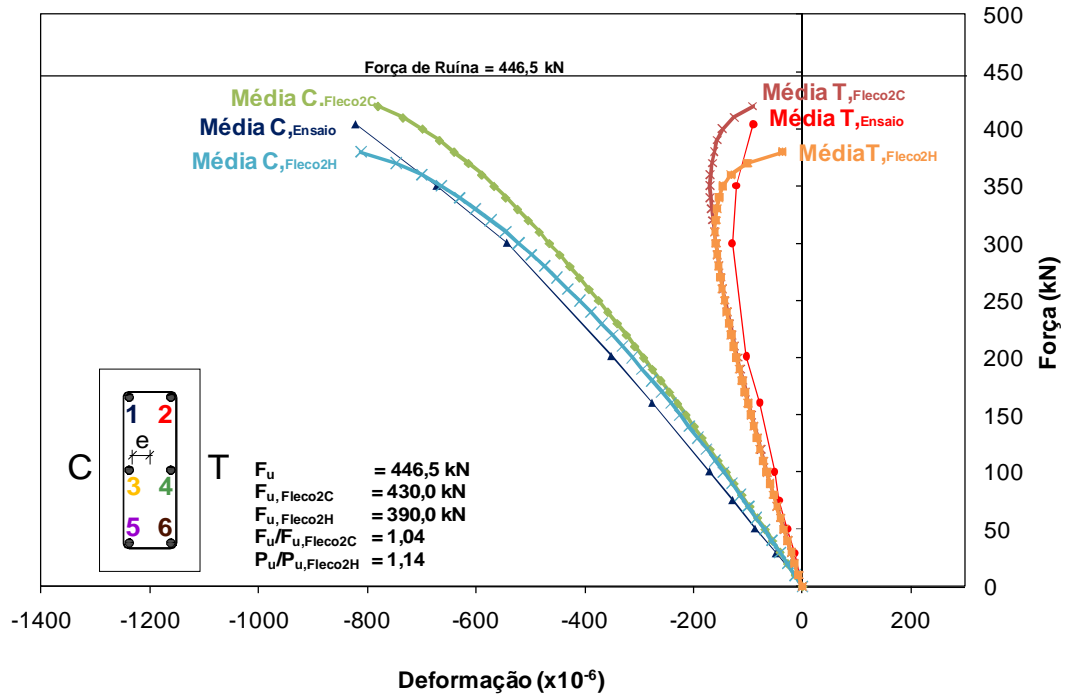


Figura 6.3 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 15-3

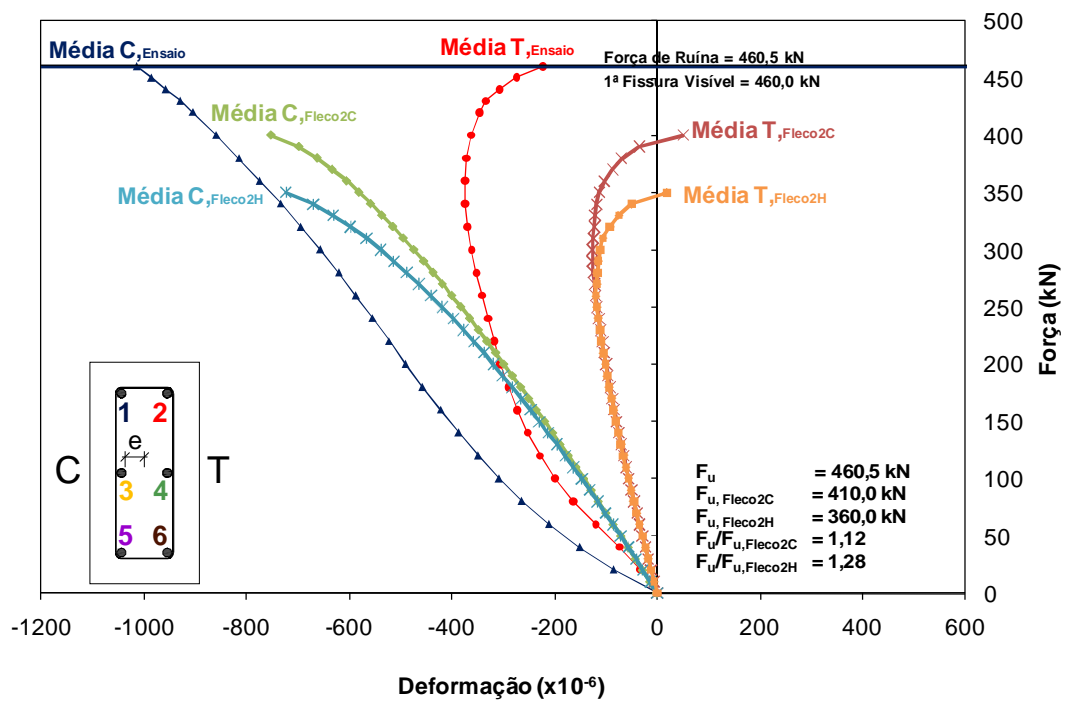


Figura 6.4 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 18-3

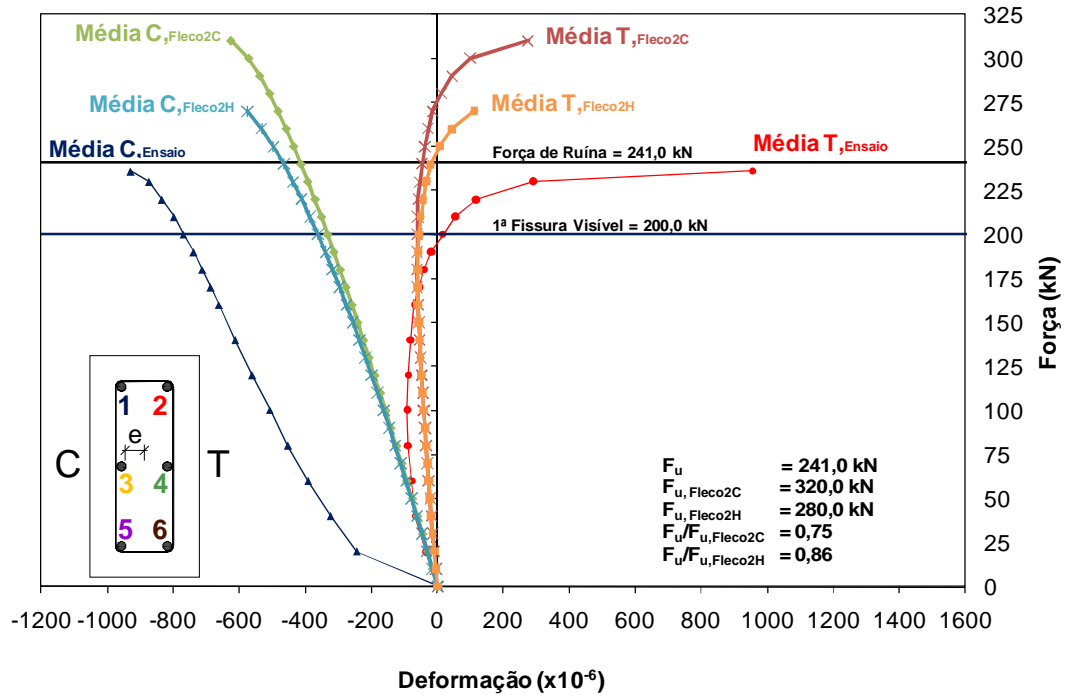


Figura 6.5 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 24-3

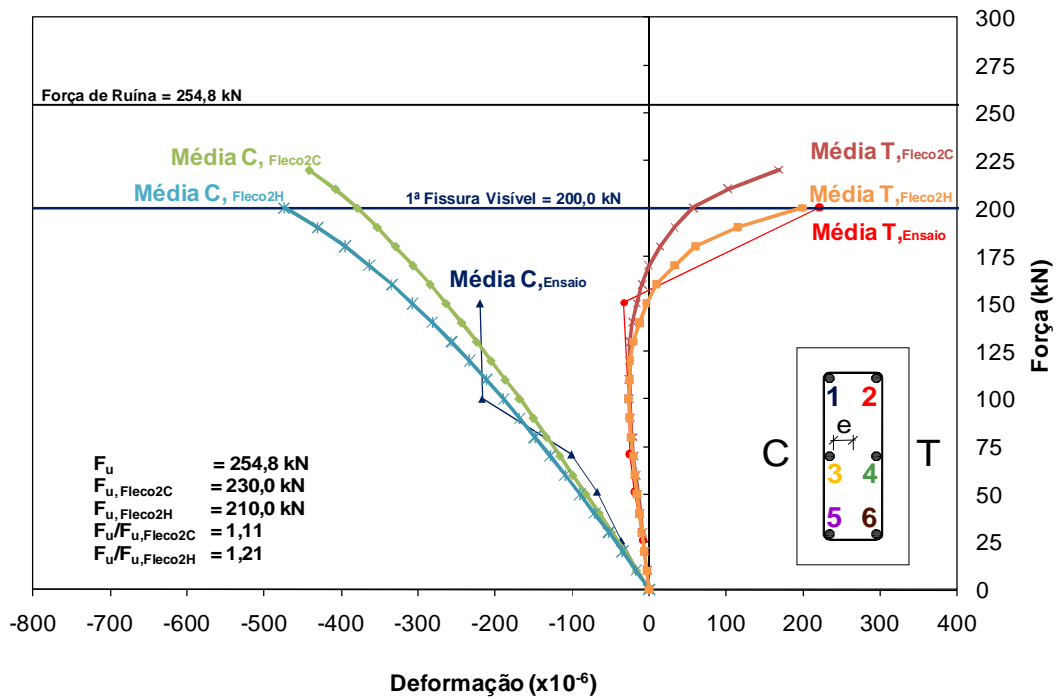


Figura 6.6 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 30-3

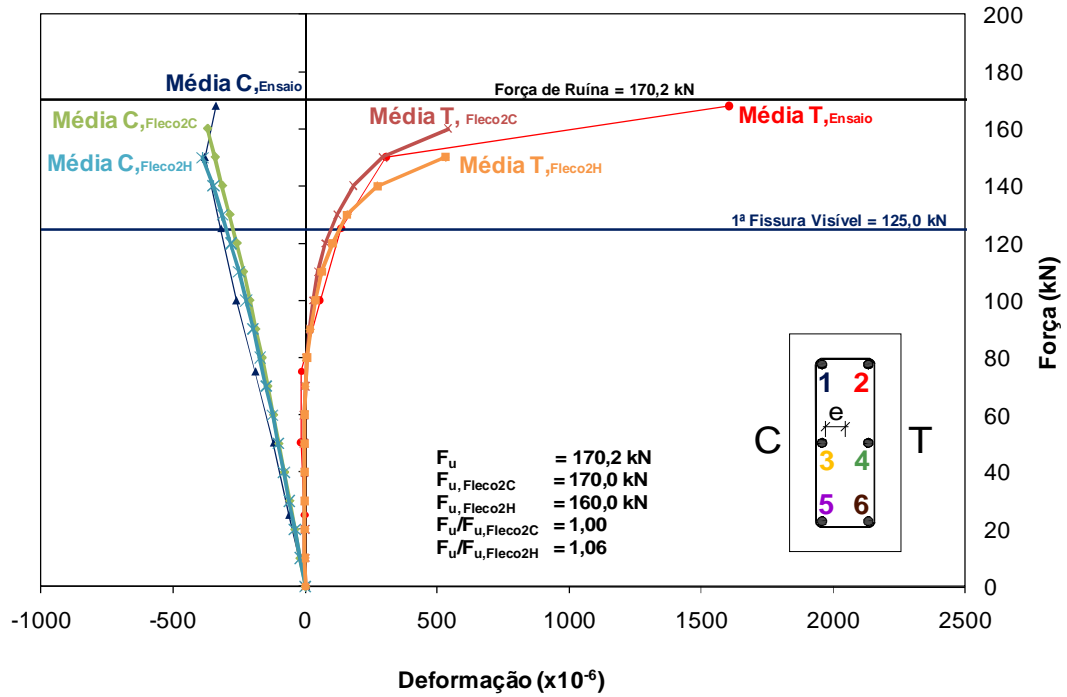


Figura 6.7 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 40-3

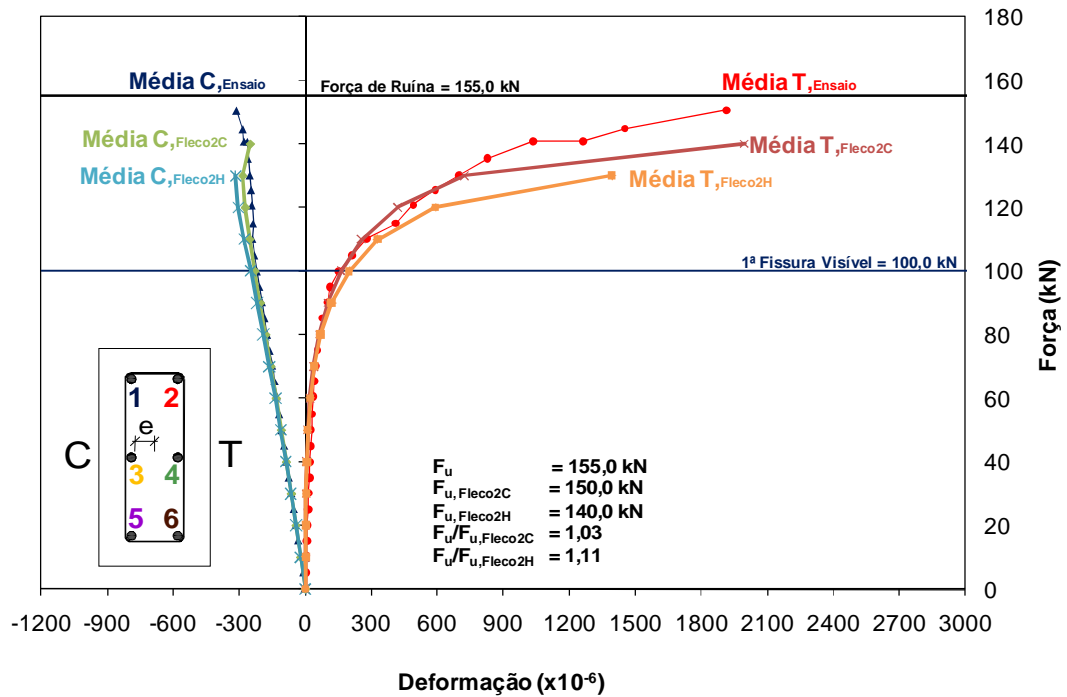


Figura 6.8 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 50-3

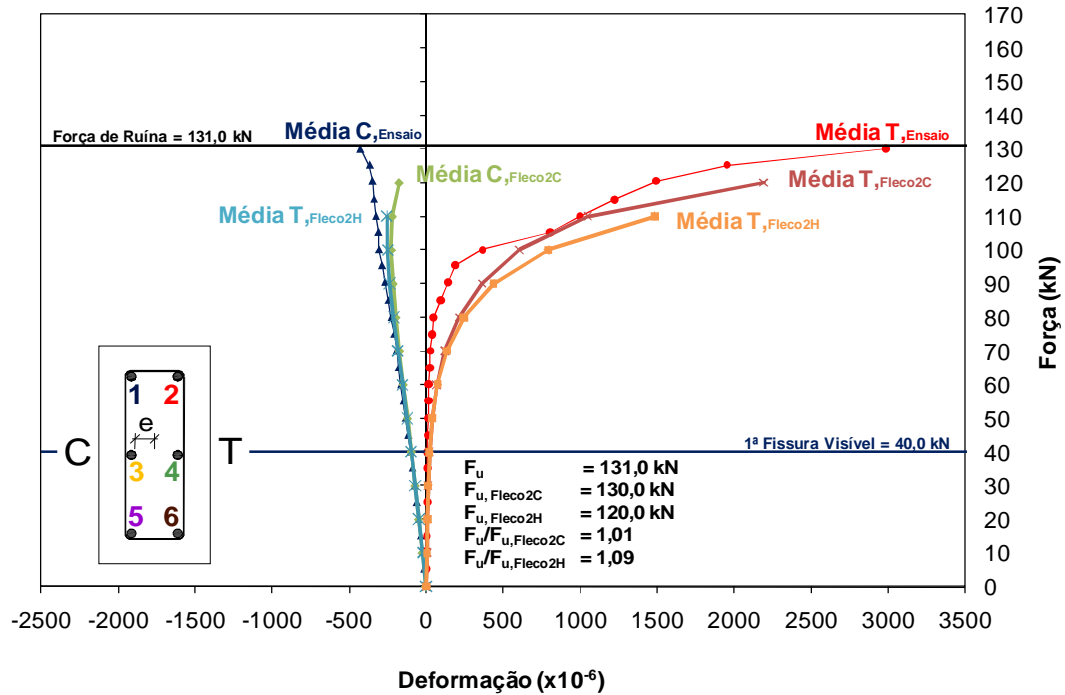


Figura 6.9 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 60-3

Percebe-se na Figura 6.1 que o pilar PFN 6-3,0 apresenta um comportamento próximo ao estimado pelos programas FLECO2C e FLECO2H, com uma pequena diferença na inclinação na curva das deformações das barras comprimidas, em relação ao estimado pelo programa FLECO2C. Os valores das deformações das barras comprimidas registrados pelo programa FLECO2H apresentaram-se mais próximos ao ensaio.

Já as deformações das barras menos comprimidas do ensaio do pilar PFN 6-3 apresentaram um comportamento muito próximo ao estimado pelo programa FLECO2C, com as curvas apresentando uma pequena diferença na inclinação. O programa FLECO2H apresentou dados compatíveis com os registrados pelo programa FLECO2C até a força de 500 kN, onde passou a apresentar uma perda de rigidez prematura, como esperado, devido às relações constitutivas consideradas do concreto. Percebe-se a grande dificuldade de se aplicar corretamente uma força com excentricidade igual a 6 mm em relação ao eixo do pilar, onde qualquer diferença, por menor que seja, acarreta em mudança brusca dos resultados.

O pilar PFN 12-3 apresentou diferenças maiores nas inclinações das curvas das deformações das armaduras mais comprimidas e menos comprimidas, com uma diferença maior nas deformações das armaduras comprimidas em relação ao estimado pelos

programas. Percebe-se uma acomodação nos primeiros carregamentos durante o ensaio, o que não foi possível simular nos modelos numéricos, e pode ser atribuída a diferença entre o comportamento estimado pelos modelos numéricos e o comportamento do pilar durante o ensaio.

O pilar PFN 15-3 apresentou bons resultados nas deformações das armaduras comprimidas e menos comprimidas, em relação ao estimado pelos programas, com o programa FLECO2H apresentando um melhor ajuste durante as fases de carregamento, evidenciando a boa centralização do pilar no pórtico e reduzidas imperfeições geométricas no pilar.

O pilar PFN 18-3 apresentou uma maior diferença entre as deformações nas armaduras registradas nos ensaios em relação ao estimado pelos programas. Os fatores que podem ter contribuído para essa diferença maior em relação ao estimado pelos programas, provavelmente devem-se a imperfeições geométricas na seção transversal do pilar, ou uma acomodação durante os primeiros passos de força, o que não pode ser simulado nos programas, por não saber tal magnitude dessas variáveis.

Dentre os pilares ensaiados da Série 1, o pilar PFN 24-3 foi o que apresentou uma diferença maior das deformações registradas durante o ensaio em comparação às deformações estimadas pelos programas, inclusive com os programas apresentando uma força de ruína muito além do verificado no ensaio. Uma possível explicação para esse fato seria a presença de uma fissura de retração na seção central do pilar antes do início do ensaio, o que explicaria as medições inesperadas na primeira etapa do carregamento. Ao se fechar a fissura, é como se tivesse sido criada uma imperfeição no pilar com uma excentricidade maior na seção central, o que reduziria bastante a força última do pilar.

O pilar PFN 30-3 apresentou um bom comportamento, com as deformações nas armaduras bem próximas às estimadas pelos programas, apesar do ensaio não contemplar valores após a verificação da primeira fissura. Esse problema poderia ter sido evitado caso fosse diminuído o passo de força, principalmente após a verificação da primeira fissura, o que não foi realizado. Apesar disso o pilar PFN 30-3 apresentou bons resultados de análise numérica x experimental.



O pilar PFN 40-3 apresentou excelentes resultados de deformação nas armaduras em relação ao estimado pelos programas, com as curvas bastante próximas entre si, indicando um bom comportamento do pilar ensaiado durante todo o ensaio. Percebe-se um comportamento irregular das armaduras comprimidas, que apresentaram uma tendência de redução da deformação, o que não foi verificado nos modelos numéricos.

O pilar PFN 50-3 apresentou excelentes resultados de deformações nas armaduras em comparação com os programas. As curvas se aproximaram bastante, indicando uma excelente estimativa das deformações obtidas pelos programas.

As deformações nas armaduras comprimidas estimadas pelos programas apresentaram uma tendência de redução da deformação. Tal comportamento não foi verificado durante o ensaio, onde o pilar apresentou uma tendência de redução da deformação para uma força de 110 kN, porém o pilar passou a inverter essa tendência e apresentar acréscimos de deformações de compressão. Pode ser que tenha havido alguma redistribuição de tensões durante o ensaio, que tenha levado o pilar PFN 50-3 a apresentar esse comportamento, ou até mesmo problemas nos extensômetros colados à armadura.

O pilar PFN 60-3 apresentou bons resultados de deformações nas armaduras em comparação com os programas, com as curvas bastante próximas entre si. As deformações na armadura comprimida apresentaram um comportamento fiel durante as fases de carregamento até a força de 80 kN, onde passaram a apresentar uma tendência de redução da deformação pelos modelos numéricos e o inverso até o final do ensaio. Tal comportamento pode ser atribuído a alguma acomodação do pilar, com alguma redistribuição de tensões, o que pode ser percebido pela armadura tracionada, que apresentou um comportamento irregular próximo a 100 kN. Este comportamento não pode ser simulado nos modelos numérico devido à grande dificuldade de implementação.

#### 6.2.3.2 Série 2

Da Figura 6.10 a Figura 6.15 são apresentados os gráficos comparativos numéricos x experimentais da deformação média nas armaduras dos pilares da Série 2.

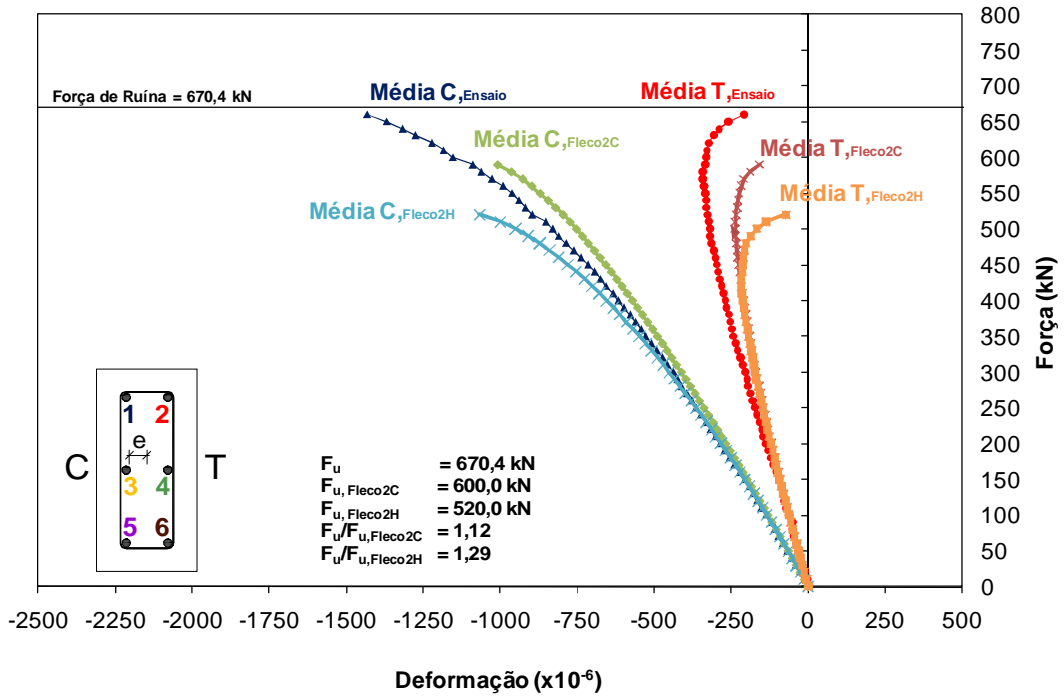


Figura 6.10 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 15-2,5

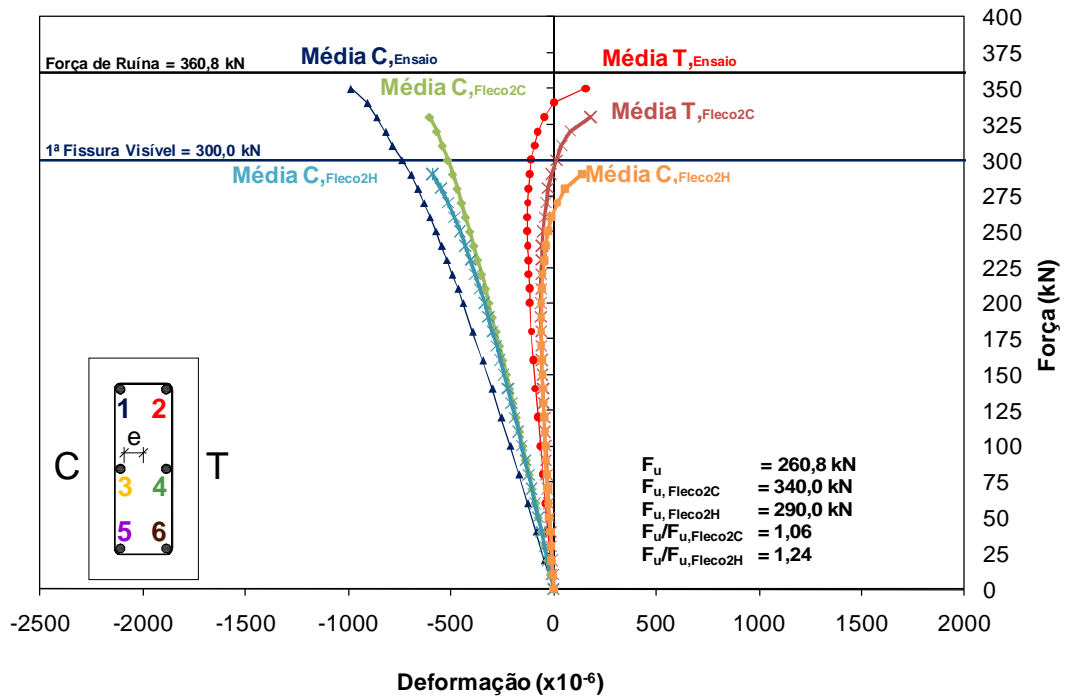


Figura 6.11 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 24-2,5

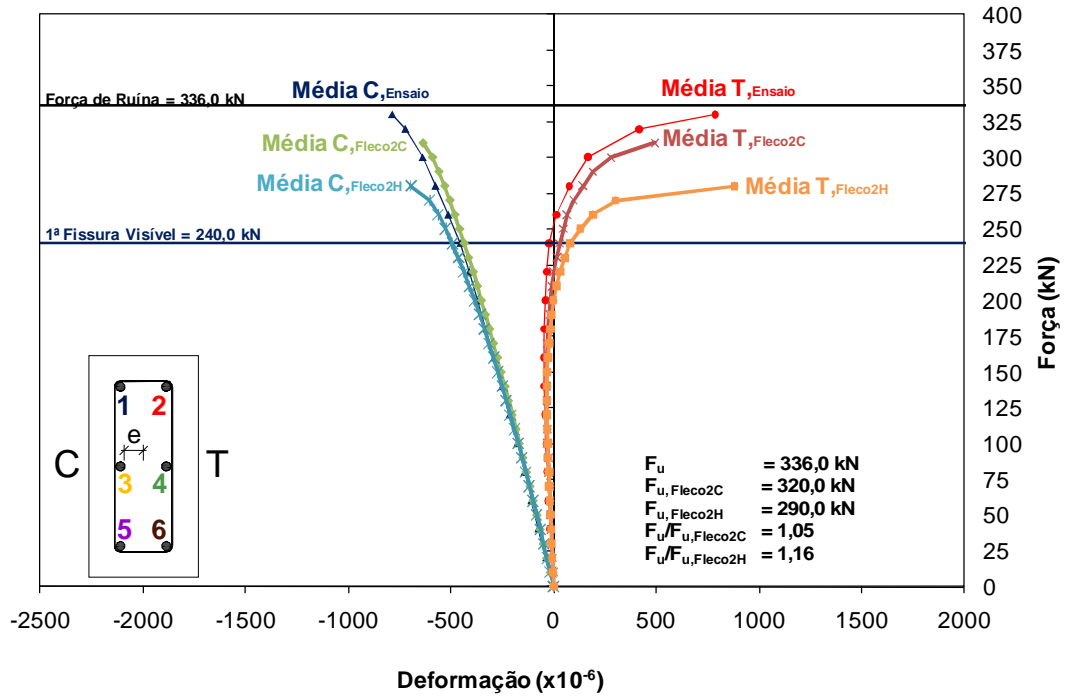


Figura 6.12 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 30-2,5

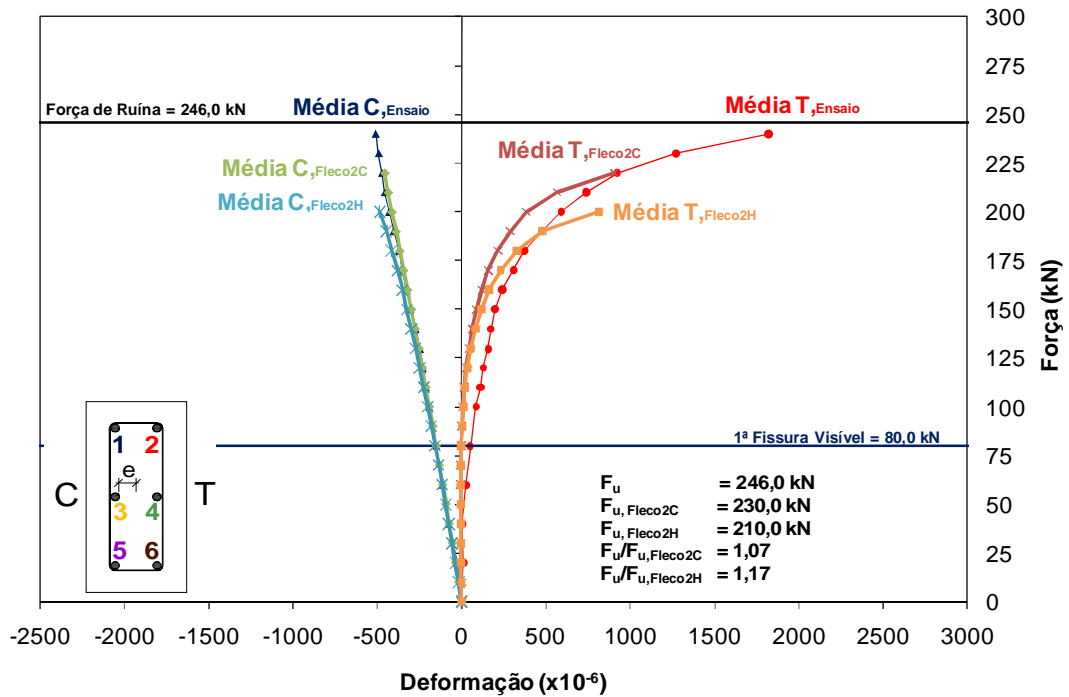


Figura 6.13 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 40-2,5

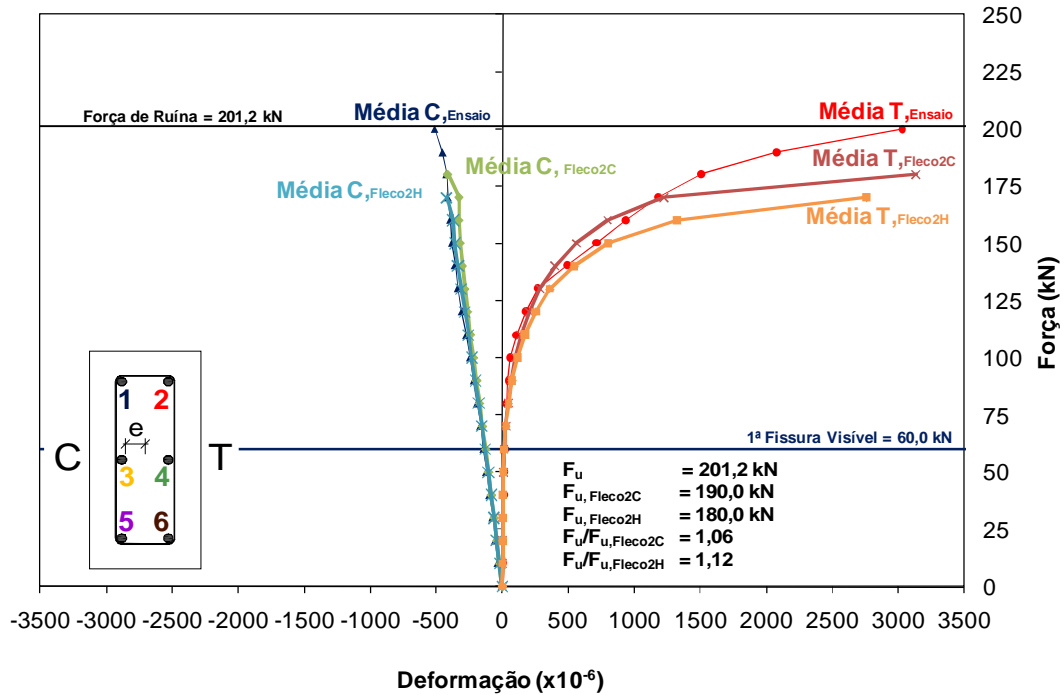


Figura 6.14 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 50-2,5

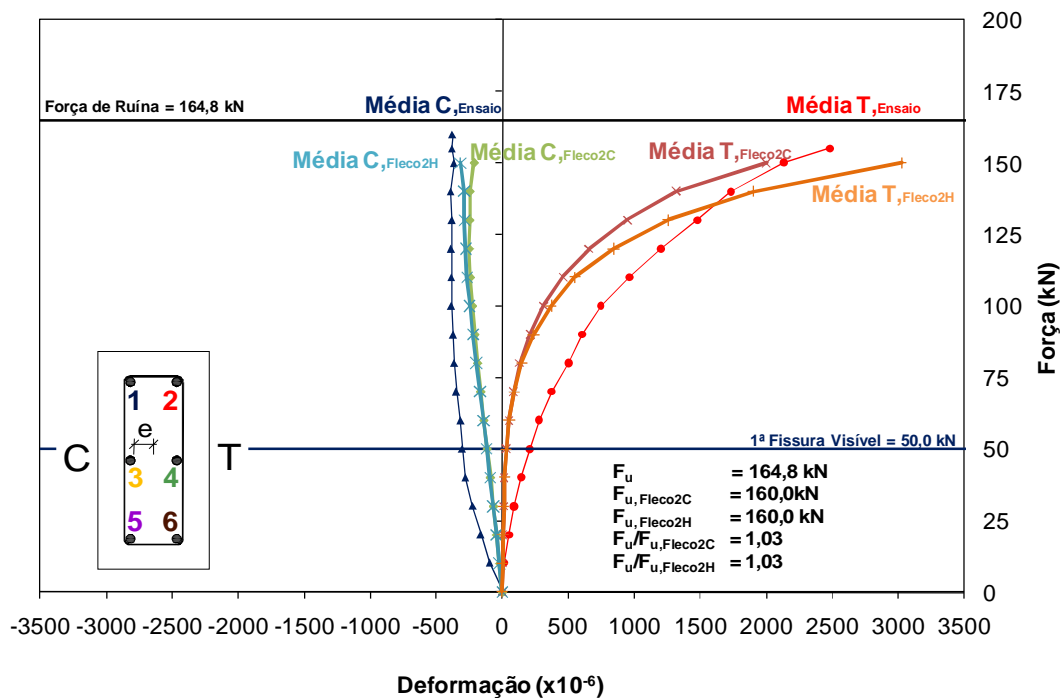


Figura 6.15 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 60-2,5

O pilar PFN 15-2,5 apresentou um bom comportamento durante as fases de carregamento, com uma grande aproximação entre os valores de deformações na armadura mais comprimida registrados no ensaio em relação aos apresentados pelos programas. Percebe-se claramente as deformações da armadura mais comprimida obtida pelos programas,

apresentaram uma tendência assintótica, evidenciando a proximidade da ruína do pilar. Entretanto, o pilar ensaiado apresentou uma força de ruína maior, provavelmente por alguma acomodação durante os passos de força.

Em relação à armadura tracionada, o pilar PFN 15-2,5 apresentou um comportamento próximo ao estimado pelos programas até a força de 150 kN, onde passou a apresentar uma rigidez superior ao estimado pelos programas, evidenciando a dificuldade de se aplicar uma força com uma excentricidade muito pequena em relação ao eixo do pilar.

O pilar PFN 24-2,5 apresentou bons resultados de estimativas de deformações nas armaduras, com as curvas bastante próximas entre si. Percebe-se que os programas apresentaram deformações na armadura mais comprimida inferiores às registradas durante ensaio e deformações na armadura menos comprimida ou tracionada superiores à registrada no ensaio. Tal ocorrido pode ser justificado por uma diferença entre a excentricidade aplicada em relação à excentricidade real no pilar, o que não foi considerado nos programas. Percebe-se uma rigidez inferior do pilar quando modelado pelo programa FLECO2H, o que era esperado devido à relação constitutiva adotada.

As estimativas de deformações nas armaduras apresentada pelos programas mostraram-se bastante fieis às deformações registradas pelos extensômetros durante o ensaio do pilar PFN 30-2,5, com valores bastante próximos entre si, apresentando uma maior diferença para uma força próxima ao aparecimento da primeira fissura, onde as deformações registradas pelo programa FLECO2H apresentaram-se maiores que as obtidas nos ensaios. Percebe-se também uma rigidez inferior para o pilar modelado pelo programa FLECO2H, como esperado.

Os resultados comparativos de deformações nas armaduras do ensaio do pilar PFN 40-2,5 e o estimado pelos programas foram bastante satisfatórios. Percebe-se um comportamento nas armaduras comprimidas fiel durante todo o ensaio, inclusive registrando com fidelidade uma pequena tendência de redução da deformação na armadura comprimida.

Para a armadura tracionada do pilar PFN 40-2,5, percebe-se um bom comportamento, com os resultados apresentados pelo programa FLECO2H mais próximos até a força de 190 kN, onde passou a apresentar um comportamento mais próximo do estimado pelo programa

FLECO2C. Problemas nas leituras das deformações nas armaduras tracionadas, podem ter levado a essa discrepância entre os resultados nas armaduras tracionadas.

O pilar PFN 50-2,5 apresentou também bons resultados de estimativa de deformações nas armaduras durante todas as fases de carregamento. Os valores das deformações obtidas pelos programas apresentaram-se bastante próximas às deformações obtidas no ensaio, representando fielmente o comportamento do pilar com alguma discrepância para a última deformação fornecida pelo programa FLECO2C que apresentou uma mudança de direção.

Os valores apresentados pelos programas das deformações das armaduras tracionadas do pilar PFN 50-2,5 foram bastante fieis até a uma força de 80 kN, onde passaram a apresentar uma pequena variação dos resultados e que foi acentuado após o carregamento de 175 kN, onde as leituras do ensaio apresentaram-se menores que as obtidas pelos programas.

O pilar PFN 60-2,5 apresentou um comportamento regular das deformações nas armaduras em relação ao estimado pelos programas. Percebe-se no gráfico da Figura 6.15 uma acomodação do pilar, registrada pelas deformações na armadura comprimida, apresentando valores maiores de deformações que o apresentado pelos programas. A armadura tracionada do ensaio apresentou valores bem diferenciados de deformações em relação ao estimado pelos programas. Vale ressaltar diversos extensômetros da armadura tracionada foram perdidos durante o ensaio, o que justifica tal comportamento inadequado.

### 6.2.3.3 Série 3

Da Figura 6.16 a Figura 6.21 são apresentados os gráficos comparativos numéricos x experimentais da deformação média nas armaduras dos pilares da Série 3.

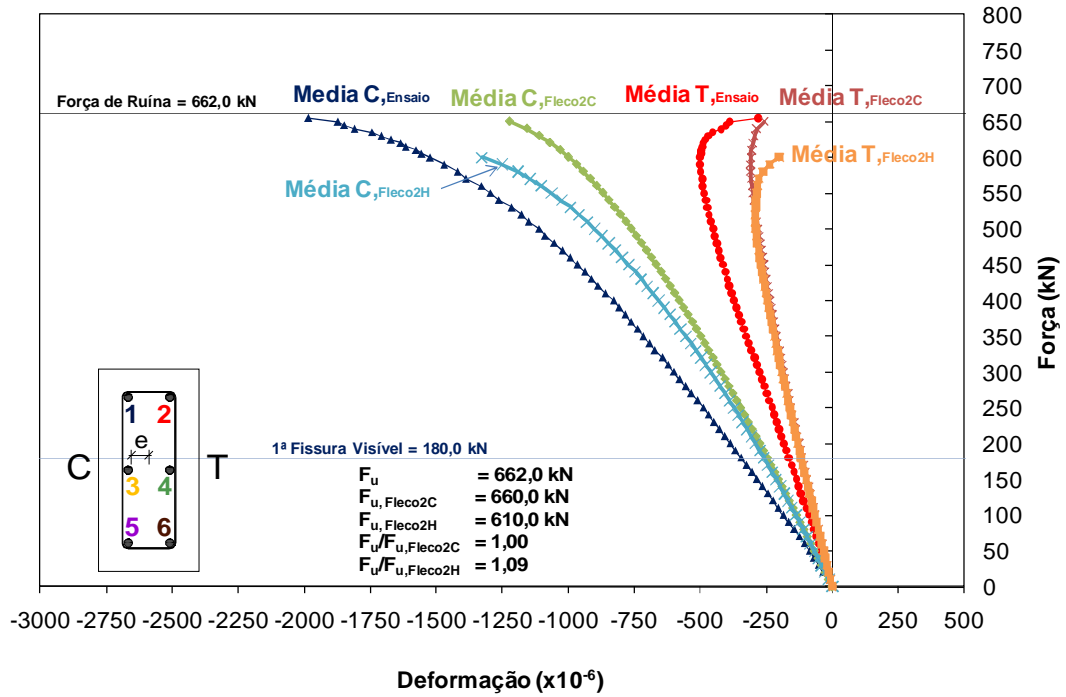


Figura 6.16 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 15-2

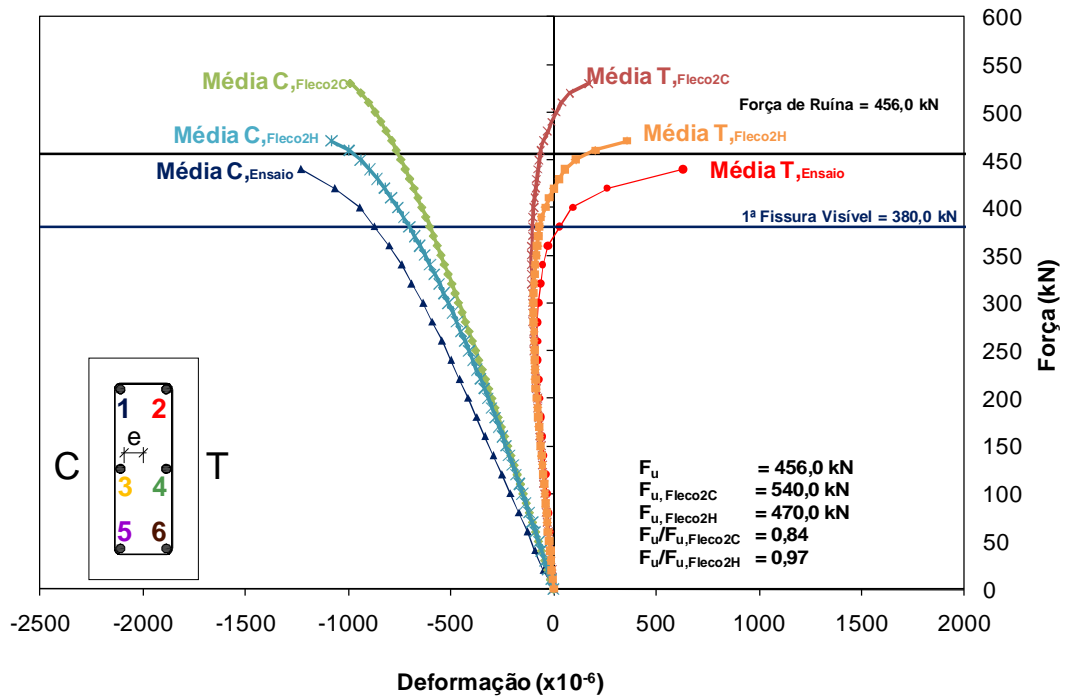


Figura 6.17 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 24-2

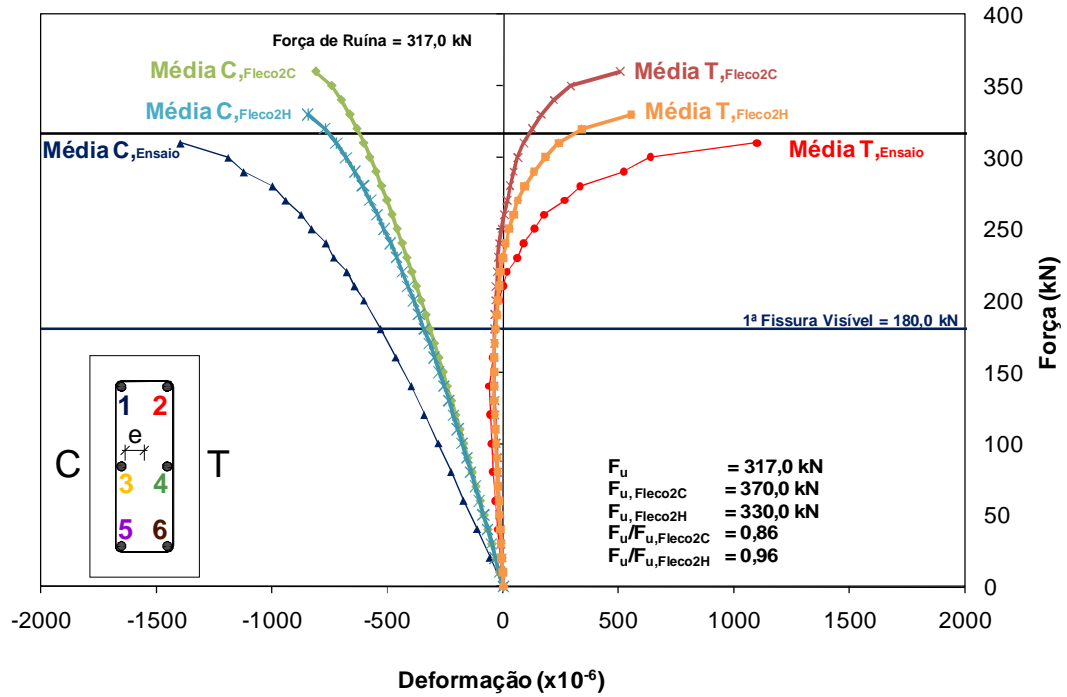


Figura 6.18 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 30-2

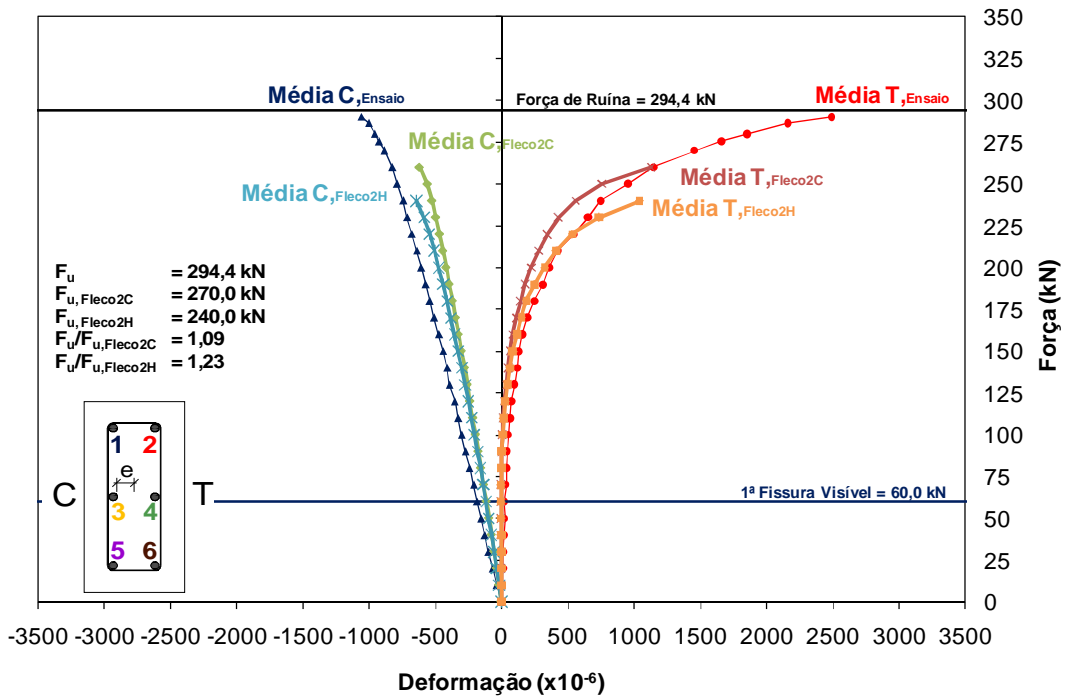


Figura 6.19 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 40-2



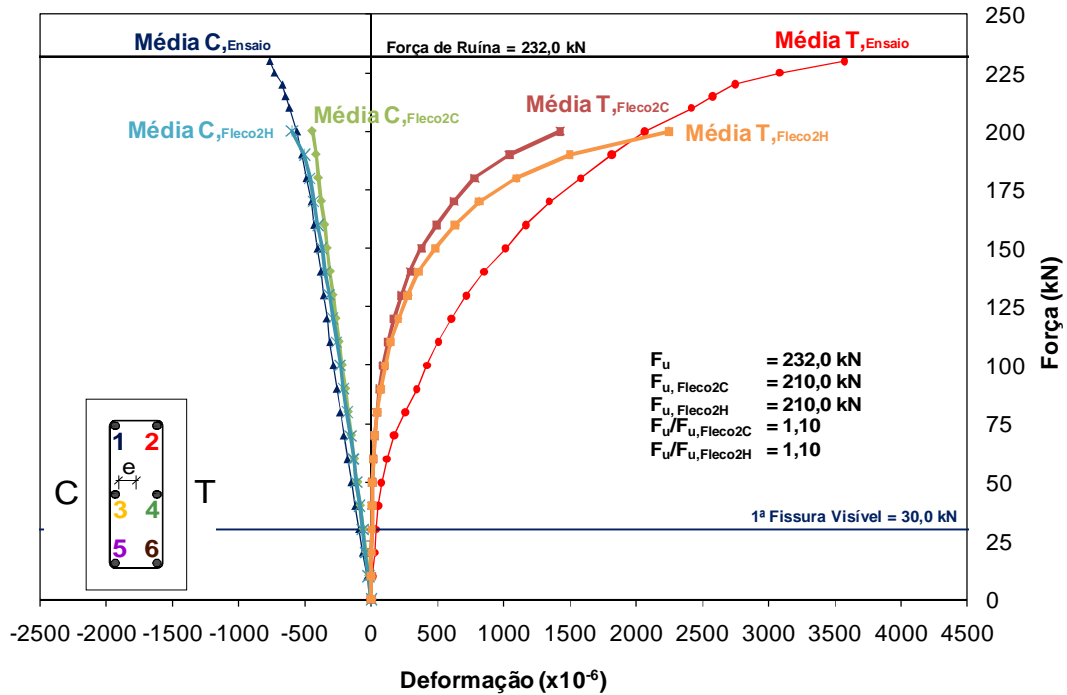


Figura 6.20 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 50-2

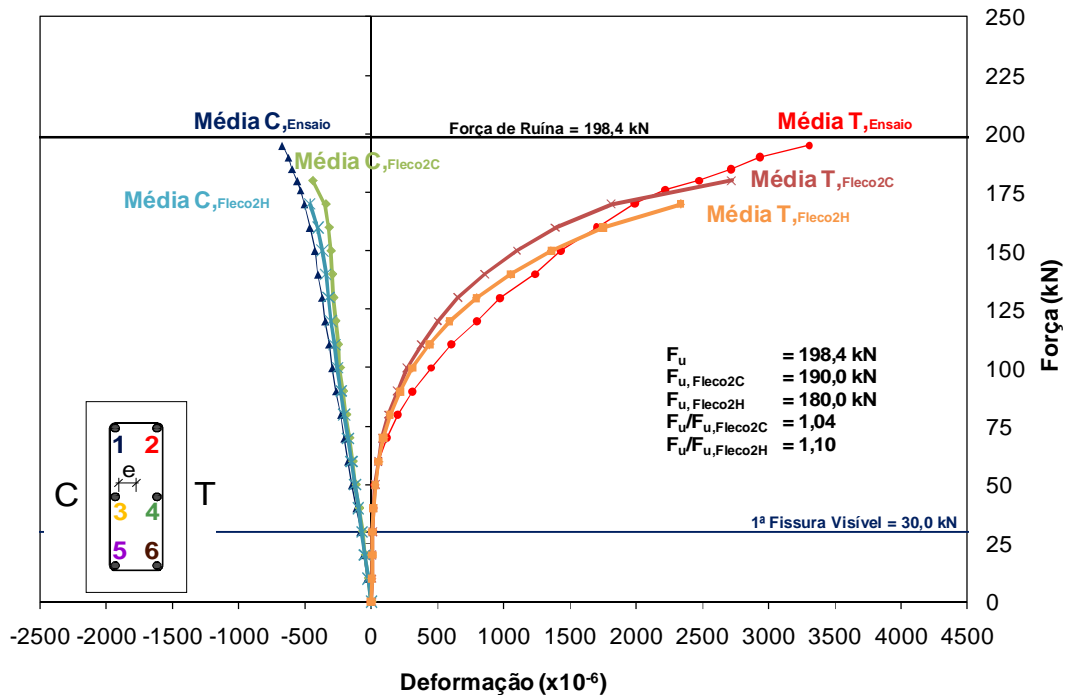


Figura 6.21 – Deformação nas armaduras - Numérico x Experimental – PFN 60-2

O pilar PFN 15-2 apresentou bons resultados entre as deformações nas armaduras registradas durante o ensaio em relação às deformações estimadas pelos programas. Percebe-se uma maior inclinação das curvas das deformações da armadura mais comprimida em relação às curvas de deformações estimadas pelo programa. Tal

comportamento pode ser justificado por alguma imperfeição geométrica do pilar ou erros na centralização do pilar no pórtico, o que não foi considerado nos programas.

Os resultados de deformações nas armaduras do pilar PFN 24-2 dos programas diferiram-se bastante dos resultados obtidos no ensaio, apresentando uma estimativa de maior força de ruína e maior rigidez durante as fases de carregamento. O programa FLECO2H aproximou-se mais dos resultados obtidos no ensaio. Provavelmente a excentricidade da força aplicada no pilar do ensaio sofreu alterações devido às imperfeições geométricas do pilar ou uma má centralização do pilar no pórtico de ensaios. De um modo geral, o comportamento foi bom, com as curvas apresentando um comportamento semelhante, podendo ser justificada por algumas diferenças de excentricidade do modelo e do pilar do ensaio.

Tal como ocorrido no pilar PFN24-2, percebe-se um comportamento em que o pilar PFN 30-2 ensaiado apresentou uma rigidez inferior ao esperado pelos programas, apresentando uma maior ajuste as curvas obtidas pelo programa FLECO2H. Provavelmente houve alguma falha na centralização do pilar ou imperfeições geométricas. As forças de ruína estimadas pelos programas foram bem maiores do que as obtidas nos ensaios, como se percebe na Figura 6.18. Para todas as curvas, percebe-se uma inclinação acentuada após o aparecimento da primeira fissura observada nos ensaios.

O comportamento estimado para o pilar PFN 40-2 foi muito bom, com as curvas de deformações nas armaduras apresentando valores bastante próximos entre si, como observa-se a Figura 6.19. A armadura comprimida apresentou valores de deformações estimados pelos programas um pouco inferiores aos obtidos no ensaio, porém com uma pequena diferença justificável por alguma imprecisão na aplicação da força, e que não foi considerado nos modelos numéricos. A armadura tracionada apresentou excelentes resultados de deformações, com as curvas bastante próximas entre si, apenas apresentando maiores diferenças após a força de 210 kN, onde os resultados dos programas apresentaram uma tendência assintótica prematura em relação aos resultados obtidos no ensaio.

O pilar PFN 50-2 apresentou um bom comportamento em relação ao estimado pelos programas, com as curvas de deformações da armadura comprimida apresentando valores bastante fiéis aos estimados pelos programas. Percebe-se um comportamento diferenciado

da armadura tracionada em relação ao estimado pelos programas, que pode ser atribuído a problemas de leitura dos extensômetros da armadura tracionada ou um mau posicionamento da armadura no pilar, o que não foi considerado nos programas.

Percebe-se na Figura 6.21 um comportamento fiel do estimado pelo programa em relação ao obtido no ensaio do pilar PFN 60-2, com as curvas de deformações nas armaduras apresentando valores muito próximos entre si, evidenciando a boa centralização do pilar no pórtico de ensaios e reduzidas imperfeições geométricas no pilar.

#### **6.2.4 Deformações no Concreto**

Nesta seção, são analisadas as deformações no concreto dos pilares ensaiados em relação às estimativas dos modelos numéricos FLECO2C e FLECO2H, submetidos a carregamentos incrementais até a ruína. Para a comparação com os dados dos programas FLECO2C e FLECO2H, foram obtidos os valores médios das deformações na face de concreto mais comprimida do pilar e em alguns casos também na face menos comprimida ou tracionada, para cada passo de força. Apenas no PFN 15-3 foi feita a comparação dos resultados tanto na face comprimida quanto na face tracionada (menos comprimida), porque foi verificado que não havia necessidade de se instrumentar a face tracionada ou menos comprimida do pilar.

##### **6.2.4.1 Série 1**

Da Figura 6.22 a Figura 6.30 são apresentados os gráficos comparativos teóricos x experimentais das deformações do concreto.

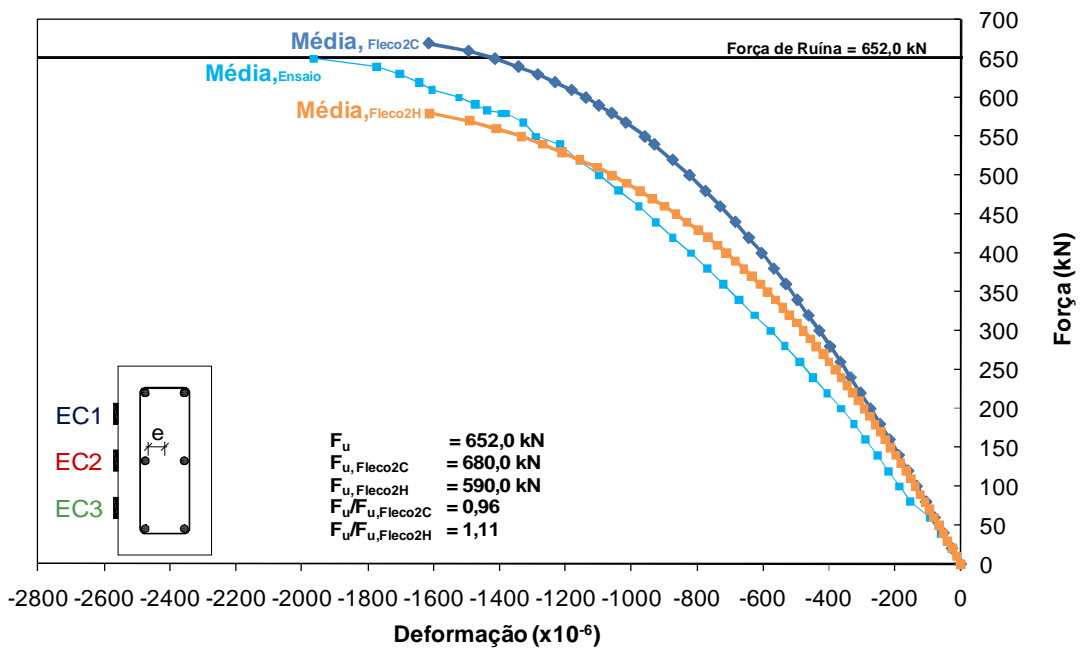


Figura 6.22 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 6-3

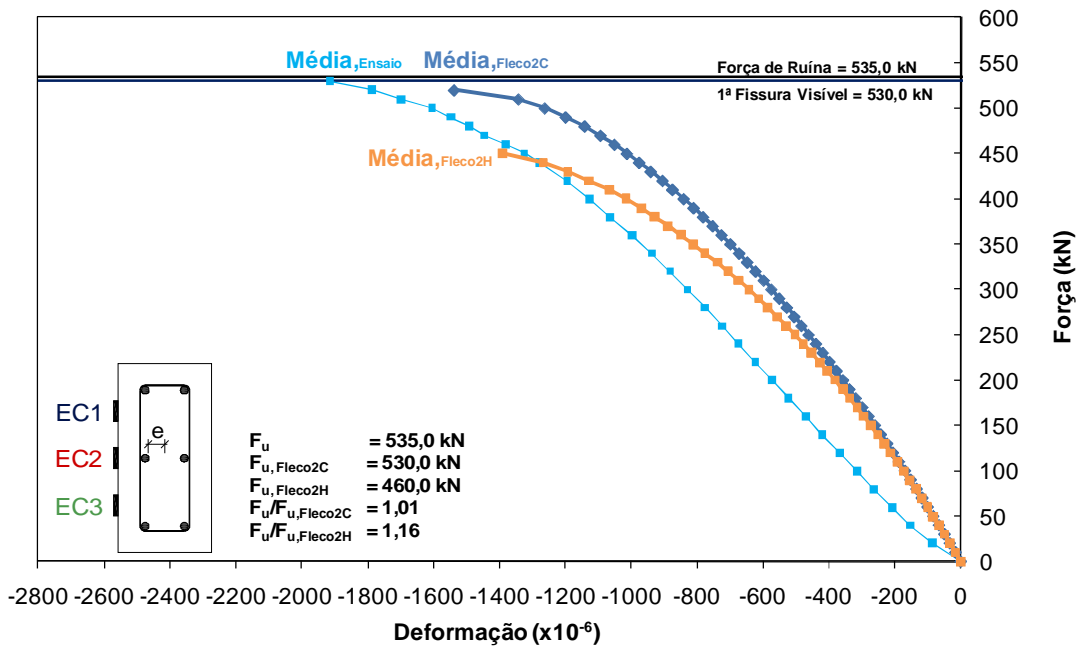


Figura 6.23 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 12-3

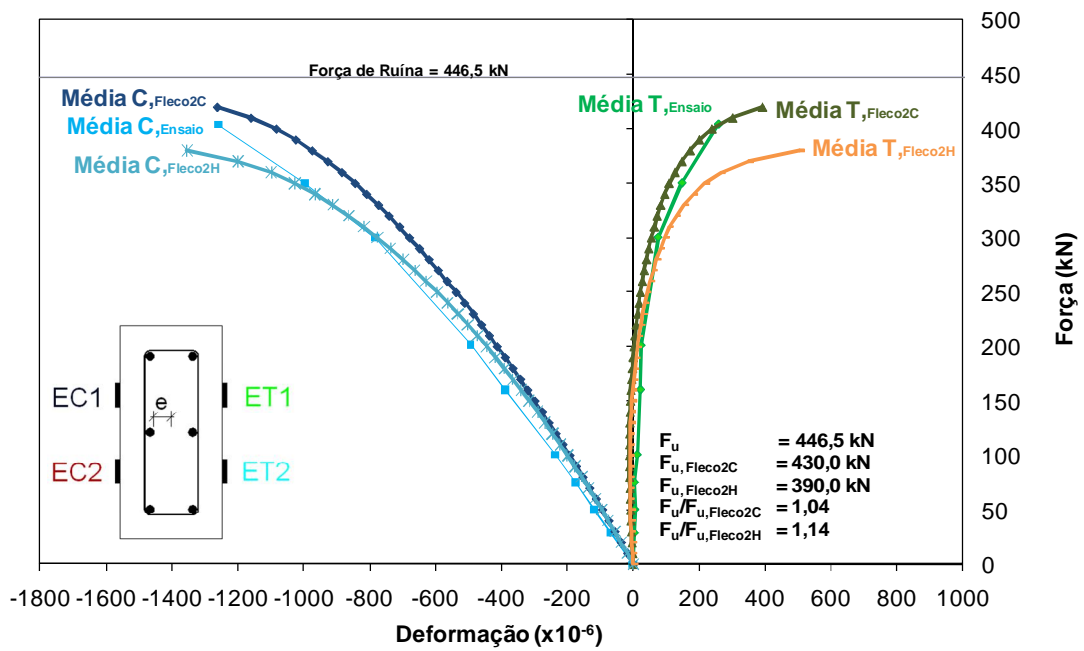


Figura 6.24 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 15-3

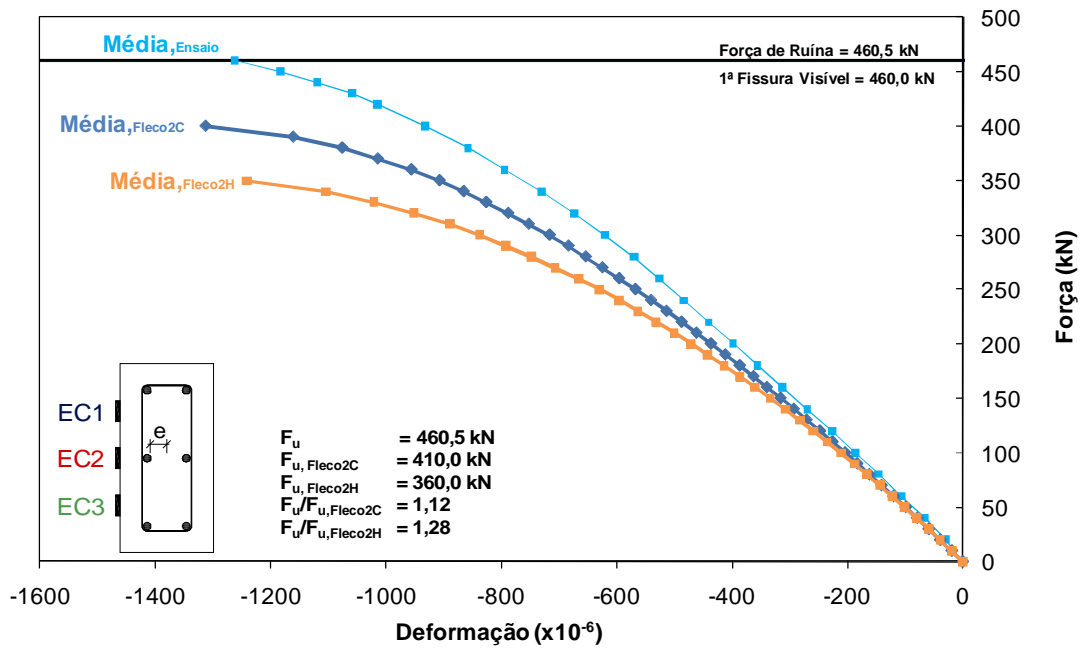


Figura 6.25 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 18-3

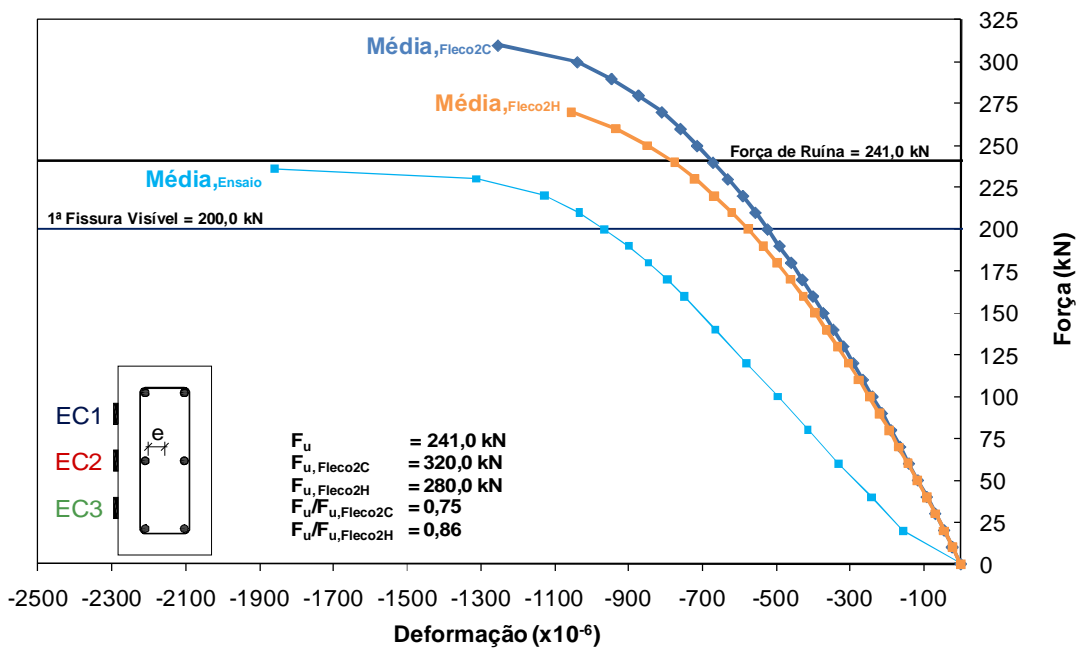


Figura 6.26 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 24-3

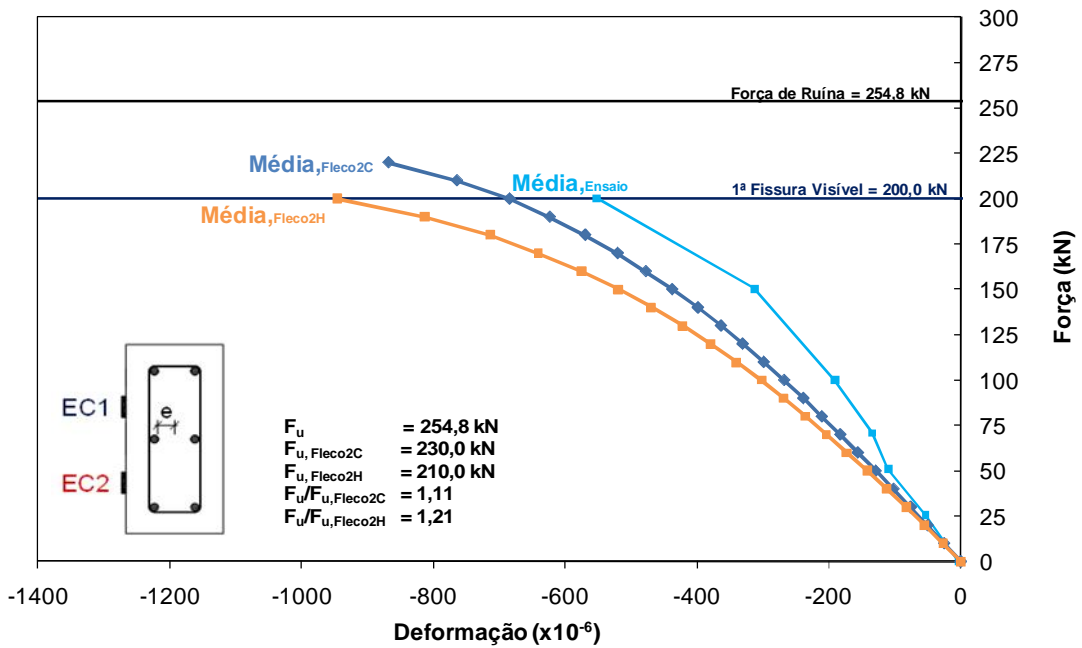


Figura 6.27 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 30-3

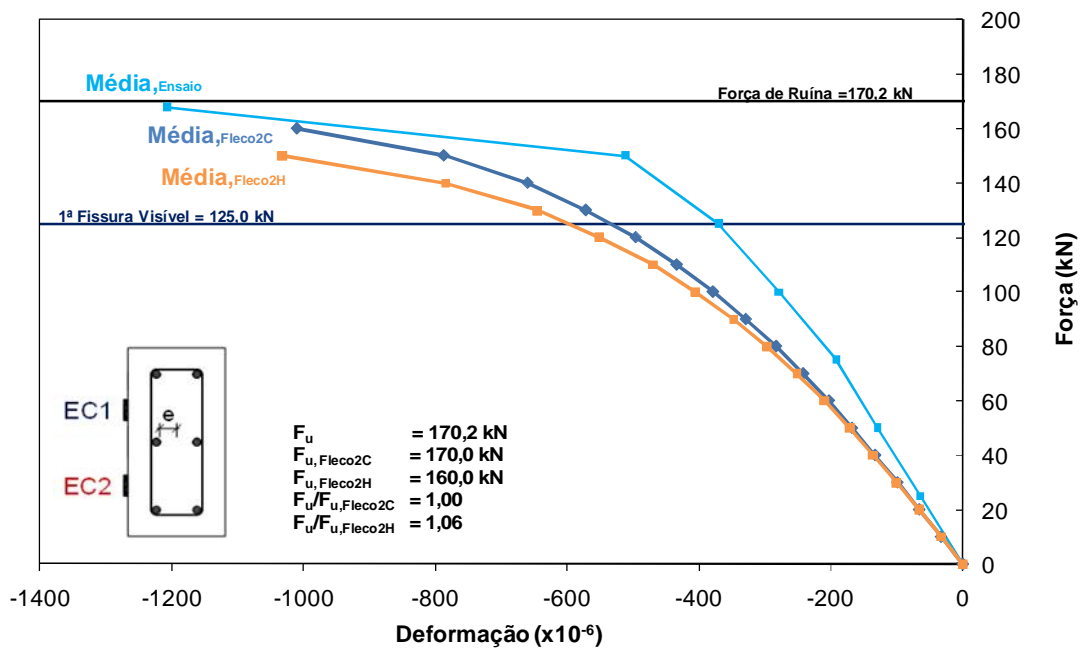


Figura 6.28 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 40-3

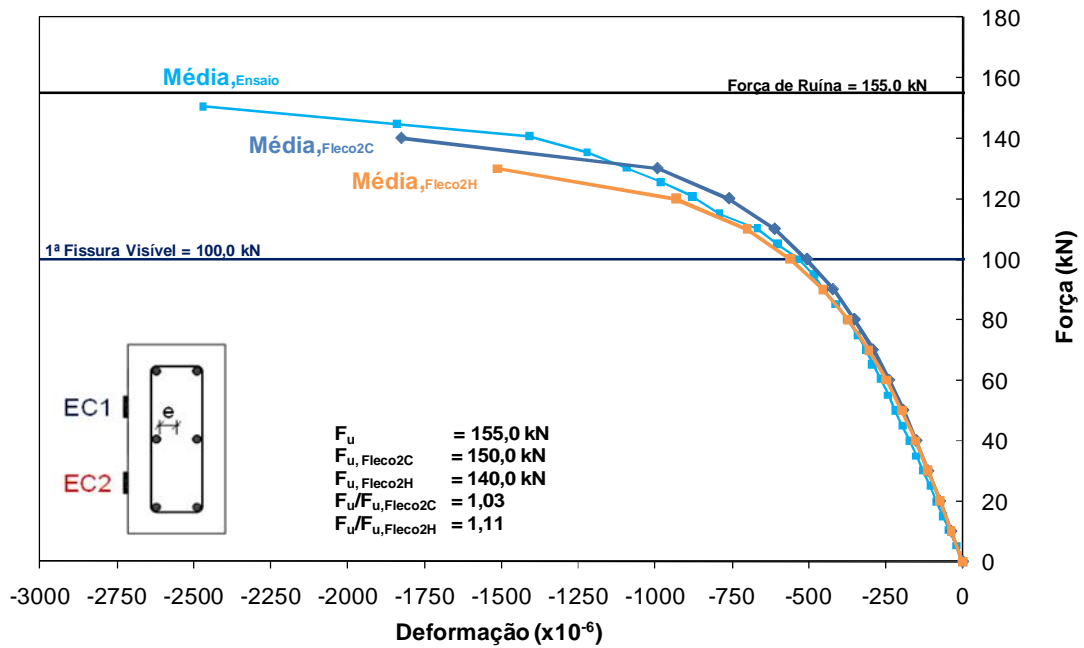


Figura 6.29 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 50-3

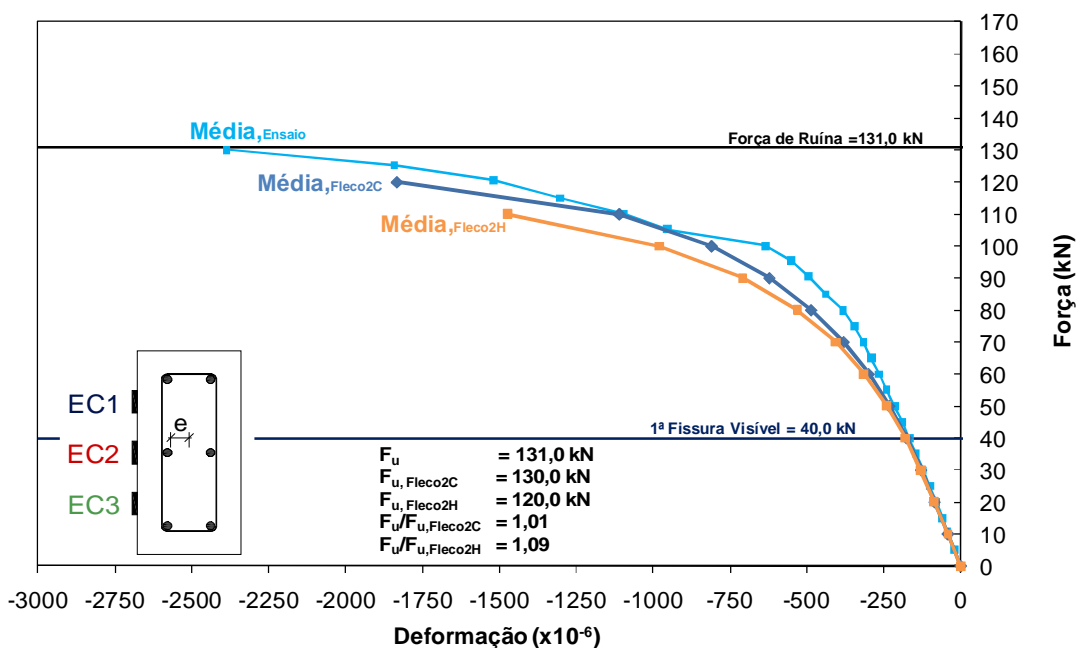


Figura 6.30 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 60-3

Percebe-se na Figura 6.22 uma boa estimativa das deformações de compressão do pilar PFN 6-3 em relação ao estimado pelos programas, com uma pequena diferença da inclinação das curvas. A curva das deformações estimadas pelo programa FLECO2C apresentou uma boa aproximação ao obtido no ensaio, apresentando uma rigidez um pouco maior. Já a curva de deformações obtida pelo programa FLECO2H apresentou uma rigidez superior até a força de 520 kN, onde passou a apresentar deformações superiores em relação ao ensaio. Percebe-se que os resultados dos programas apresentaram uma tendência assintótica, indicando uma tendência de se aumentar indefinidamente as deformações, e naturalmente a ruína do pilar com o esmagamento do concreto.

O pilar PFN 12-3 apresentou um comportamento em que indica uma provável acomodação do pilar nas primeiras fases de carregamento, onde em seguida passou a apresentar um comportamento típico de flexo-compressão. Não foi possível considerar esse comportamento nos programas, e provavelmente por isso houve certa discrepância de resultados até a força de 450 kN, onde o pilar passou a apresentar melhores resultados. Percebe-se também um comportamento assintótico das deformações no concreto obtidas nos programas, indicando a ruína iminente do pilar. Um outro fator que pode ter acarretado



tal diferença, pode ser atribuída a imperfeições geométricas no pilar devido ao uso de formas de madeira e com pouca precisão na execução.

O pilar PFN 15-3 apresentou bons resultados das deformações registradas no ensaio em relação às estimadas pelos programas, com as deformações no concreto obtidas no ensaio apresentando valores bastante próximos aos obtidos nos programas, como se verifica na Figura 6.24. Percebe-se uma excelente aproximação das deformações utilizando o programa FLECO2C, sendo bastante fiel aos resultados. Verifica-se uma rigidez inferior do pilar quando utilizado o programa FLECO2H, o que era esperado, com resultados de deformações maiores às obtidas no ensaio.

O pilar PFN 18-3 apresentou bons resultados das deformações do concreto durante todo o ensaio quando utilizado o programa FLECO2C para a previsão das deformações no concreto, apresentando uma rigidez inferior ao obtido no ensaio. Já para o resultado comparando com o programa FLECO2H, percebe-se um comportamento menos rígido ainda do pilar, com o pilar apresentando maiores deformações para o mesmo nível de carregamento, como esperado. Verifica-se que provavelmente essas diferenças foram devido à má centralização do pilar no pórtico de ensaios, ou imperfeições geométricas no pilar que fizeram com que o comportamento estimado pelos programas não apresentassem valores muito próximos de deformações no concreto obtidas no ensaio, e que não foram consideradas nos programas.

O pilar PFN 24-3 seguiu a mesma divergência de resultados verificados nas deformações da armadura, em comparação com as deformações obtidas pelos programas. Percebe-se na Figura 6.26 uma grande diferença das inclinações das curvas de deformação do concreto no ensaio em relação às deformações do concreto estimadas pelos programas. Provavelmente a grande diferença deva-se à geometria da seção transversal do pilar ou imperfeições geométricas que influenciaram na excentricidade real aplicada no pilar e que não foram consideradas nos programas.

O pilar PFN 30-3 apresentou bons resultados de deformações no concreto em relação às estimativas dos programas. As deformações registradas no ensaio apresentaram uma mudança de inclinação na curva do gráfico após a força de 25 kN, provavelmente por alguma acomodação no pilar e que não foi considerada nos programas. O pilar PFN 30-3

apresentaria melhores resultados caso houvesse uma diminuição do passo de força durante todo o ensaio. Percebe-se uma tendência assintótica para os resultados obtidos nos programas, indicando à proximidade de se atingir a ruína do pilar.

O pilar PFN 40-3 apresentou bons resultados dos ensaios em relação aos estimados pelos programas, com as curvas bastante próximas entre si durante todo o ensaio. Percebe-se uma maior rigidez do pilar para os primeiros níveis de carregamento em relação aos resultados dos programas, indicando uma excentricidade um pouco menor do que a que deveria ter sido aplicada intencionalmente e que não foi considerado nos programas. Melhores resultados poderiam ser obtidos caso o passo de força fosse menor durante o ensaio. Verifica-se que os resultados dos programas apresentaram uma tendência assintótica, indicando a iminência de ruína do pilar.

O pilar PFN 50-3 apresentou excelentes resultados de deformações no concreto em comparação com os estimados pelos programas, com as deformações no concreto apresentando valores bastante próximos entre si durante as fases de carregamento, como se verifica na Figura 6.29. Percebe-se um comportamento bastante fiel até o aparecimento da primeira fissura visível, onde os programas passaram a apresentar um comportamento um pouco diferente do obtido no ensaio, provavelmente devido às relações constitutivas adotadas nos modelos. As curvas obtidas nos programas apresentaram uma tendência assintótica, apresentando grandes deformações próximas à ruína, indicando a iminência de ruína do pilar, o que foi percebido também no ensaio do pilar.

Os resultados de deformações no concreto obtidos nos programas para o pilar PFN 60-3 mostraram-se bastante próximos aos resultados obtidos no ensaio. Verifica-se uma boa aproximação dos resultados obtidos pelo programa FLECO2C, com uma pequena diferença em relação ao ensaio, principalmente após o aparecimento da primeira fissura, onde a curva obtida pelo programa passa a apresentar uma rigidez menor em relação ao ensaio. Esse fato pode ser atribuído a alguma acomodação do pilar durante o ensaio, com redistribuição de tensões, o que não foi considerado nos programas.

### 6.2.4.2 Série 2

Da Figura 6.31 a Figura 6.36 são apresentados os gráficos comparativos teóricos x experimentais das deformações do concreto.

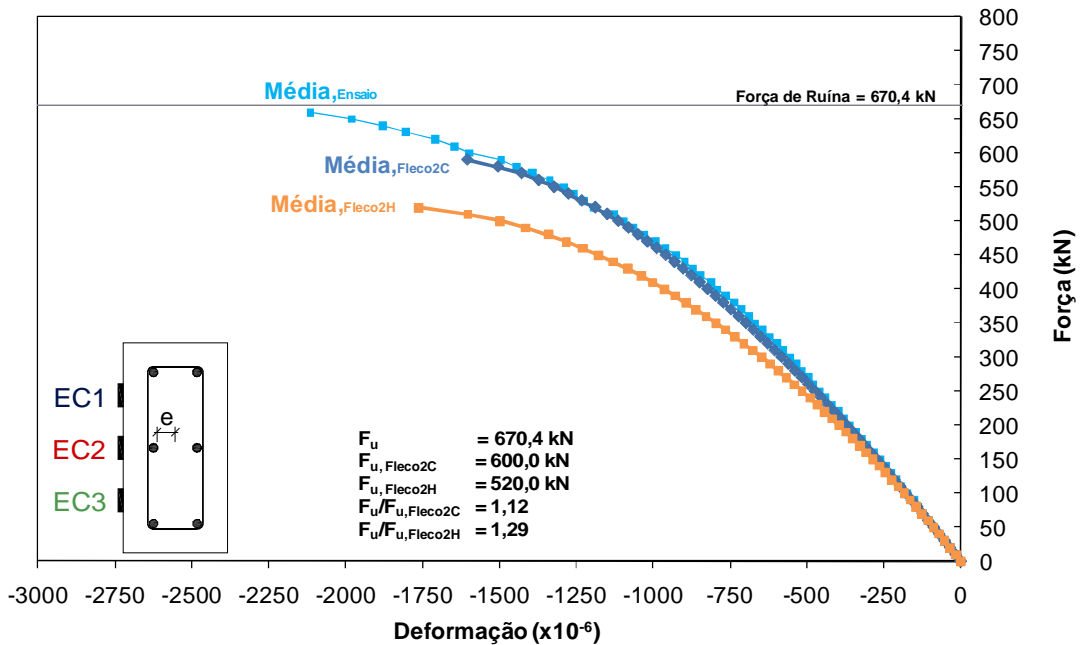


Figura 6.31 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 15-2,5

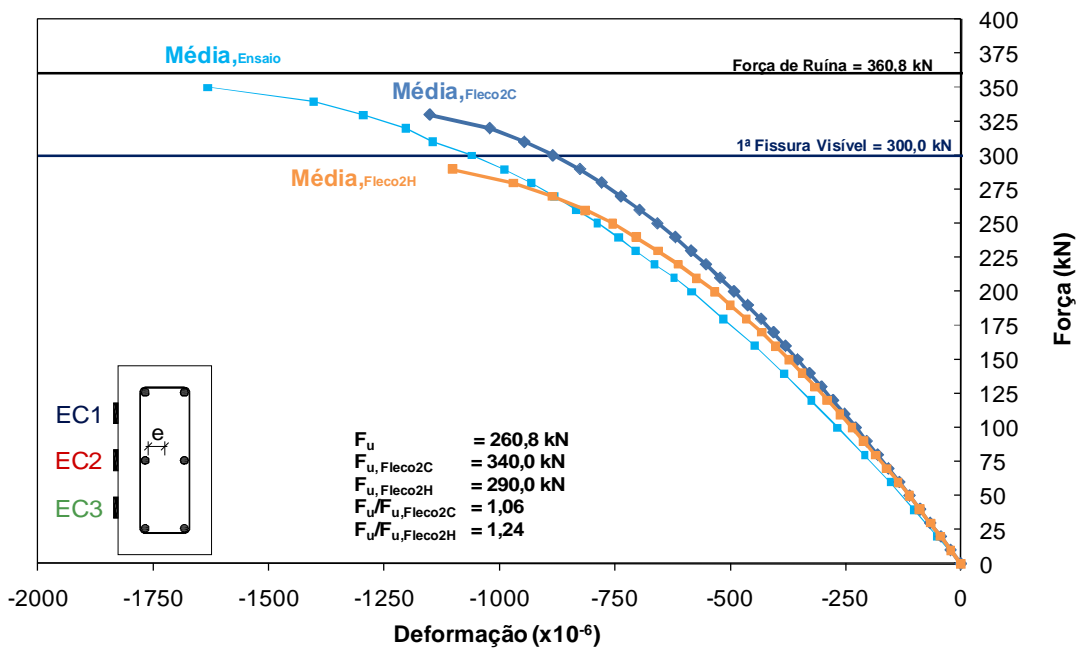


Figura 6.32 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 24-2,5

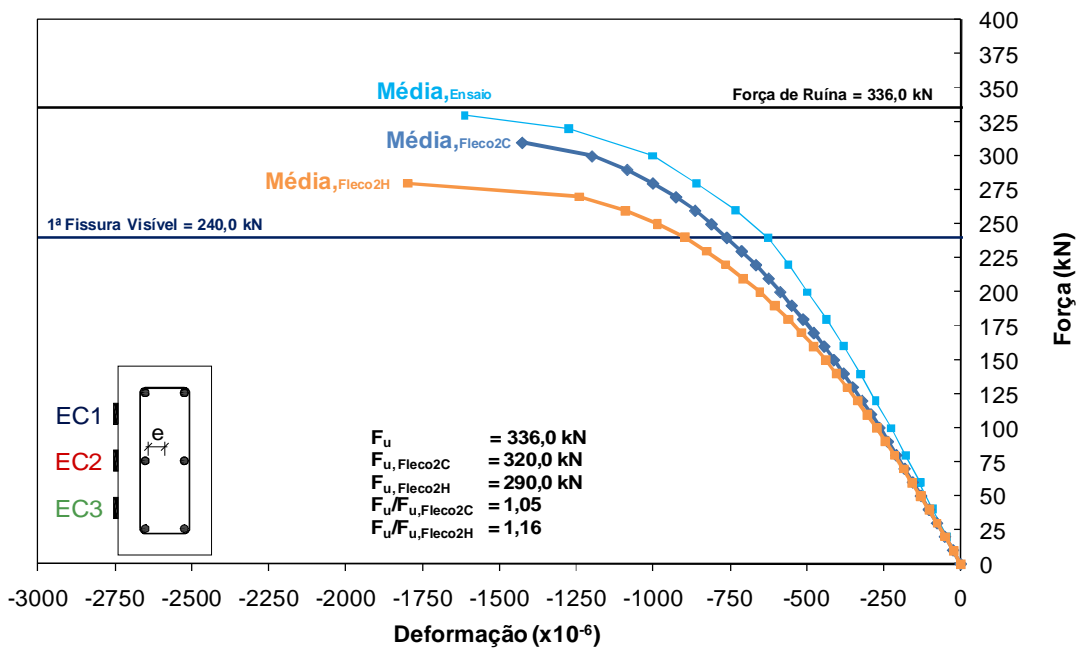


Figura 6.33 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 30-2,5

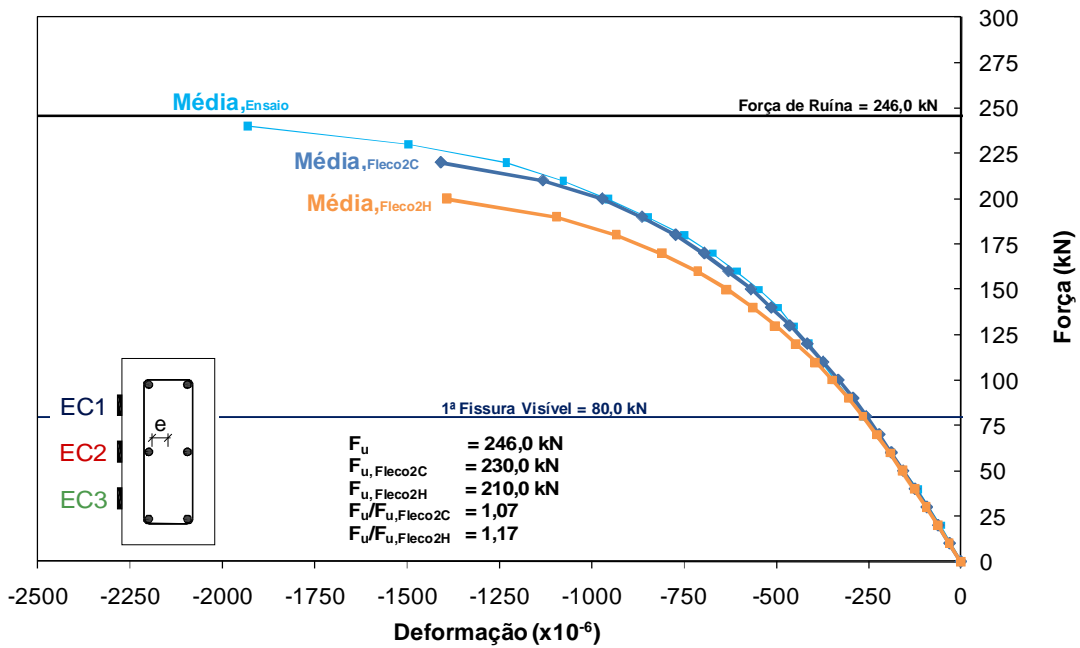


Figura 6.34 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 40-2,5

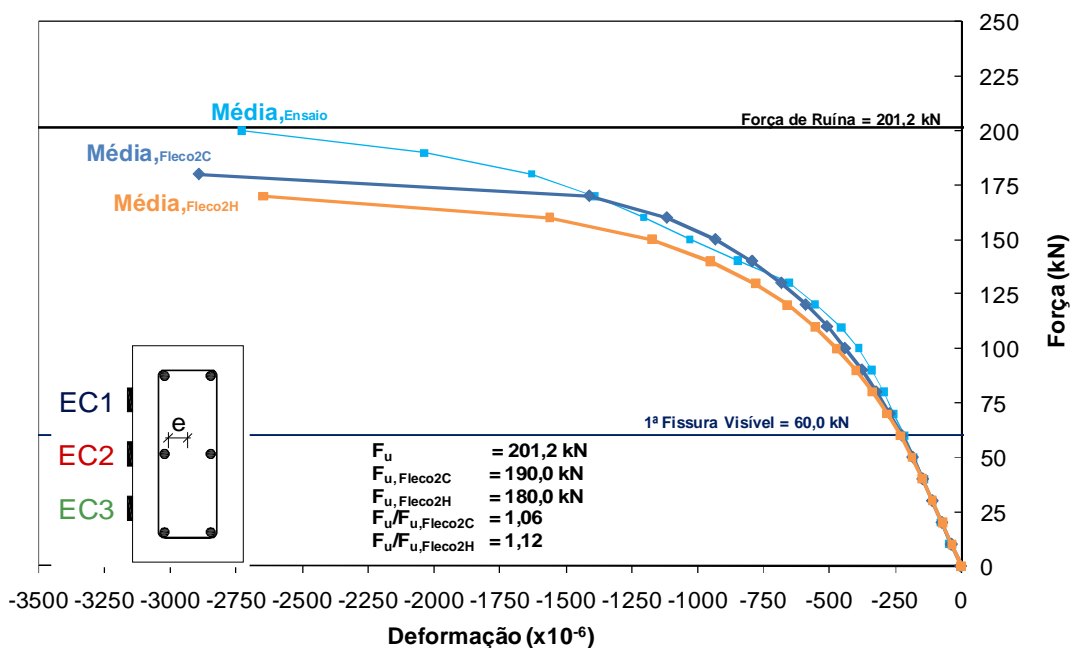


Figura 6.35 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 50-2,5

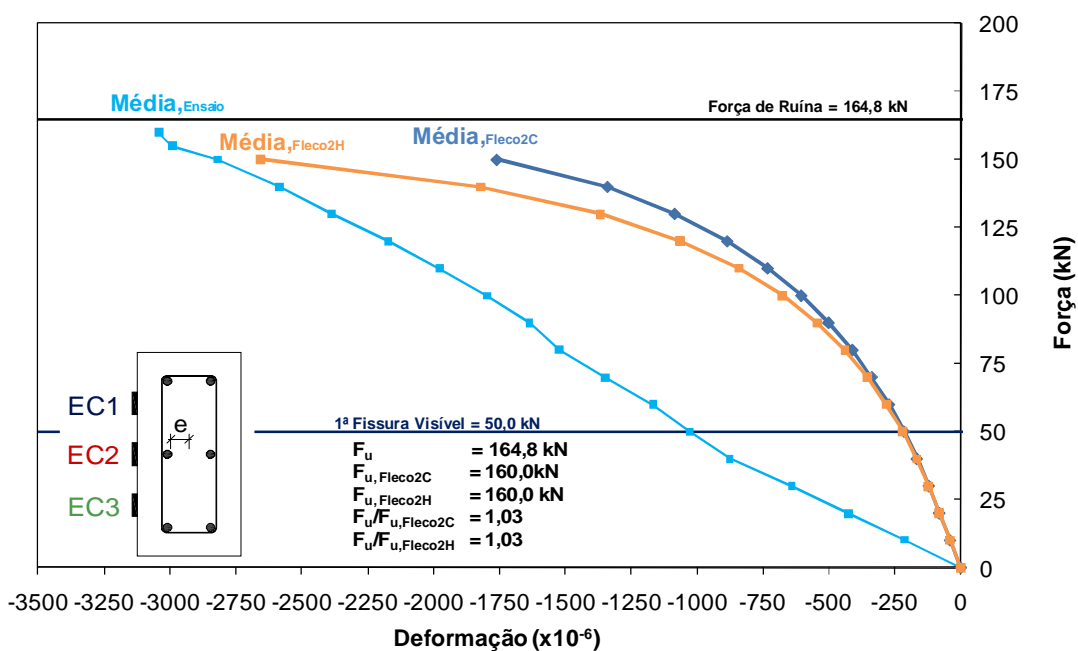


Figura 6.36 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 60-2,5

Para o pilar PFN 15-2,5 percebe-se um comportamento excelente quando comparado com os resultados de deformações obtidos pelo programa FLECO2C, apresentando deformações bastante próximas aos resultados obtidos no ensaio até a força de 590 kN,

onde tanto o pilar do ensaio quanto o pilar simulado pelo programa apresentaram uma tendência assintótica, apresentando uma iminência de ruína verificado pela inclinação da curva. Percebe-se então que provavelmente houve uma acomodação do pilar, apresentando uma ruína maior do que a estimada pelo programa FLECO2C.

Comparando-se as deformações no concreto do pilar PFN 15-2,5 pelo programa FLECO2H, percebe-se uma redução significativa da rigidez do pilar, podendo ser atribuído ao modelo constitutivo adotado que é bastante sensível ao módulo de elasticidade do concreto. Como a excentricidade é muito pequena, o pilar passa a depender mais do concreto tanto na sua resistência última quanto no seu comportamento global. Essa diferença de comportamento pode ser atribuída também a má centralização do pilar ou algumas imperfeições geométricas, que não pode ser considerado nos programas.

O pilar PFN 24-2,5 apresentou excelentes resultados de deformações no concreto estimadas em relação às obtidas no ensaio, com as curvas apresentando-se bastante próximas entre si durante as fases de carregamento. Verifica-se que os resultados do programa FLECO2C apresentaram-se mais próximos aos resultados do ensaio, porém com uma força de ruína inferior, podendo ser atribuída a um pequeno aumento da rigidez do pilar do ensaio após a força de 310 kN, provavelmente devido a alguma acomodação do pilar durante o ensaio. Percebe-se que os resultados do programa FLECO2H apresentaram-se mais aproximados nas primeiras fases de carregamento, porém antes do aparecimento da primeira fissura visível o pilar apresentou uma perda de rigidez maior e conseqüentemente uma força de ruína menor que a estimada no ensaio.

Os resultados de deformações no concreto obtidos pelo programa FLECO2C para o pilar PFN 30-2,5 apresentaram-se bastante próximos aos resultados obtidos no ensaio, com as curvas bastante próximas entre si até a ruína. Os resultados do programa FLECO2H apresentaram-se um pouco distintos provavelmente devido ao modelo constitutivo adotado para o concreto, com uma perda de rigidez mais acentuada em relação ao estimado pelo programa FLECO2C. A diferença entre o estimado pelos programas pode ser atribuída a alguma imperfeição geométrica do pilar ou erros na centralização do pilar no pórtico de ensaios, o que não pode ser considerado nos programas.

Percebe-se na Figura 6.34 uma aproximação fiel dos resultados de deformação do concreto do programa FLECO2C em relação aos obtidos no ensaio, com os resultados do programa apresentando uma rigidez menor do pilar principalmente após o aparecimento da primeira fissura e que refletiu na força última do pilar, apresentando resultado menor do que o obtido no ensaio. Naturalmente, devido às relações constitutivas do concreto, verifica-se uma rigidez menor do pilar simulado pelo programa FLECO2H em relação ao pilar ensaiado, conseqüentemente apresentando também uma força inferior à obtida no ensaio.

Os resultados numéricos obtidos pelos programas foram muito bons para o pilar PFN 50-2,5, com as deformações no concreto apresentando valores bastante próximos, principalmente para os resultados obtidos pelo programa FLECO2C. Alguma diferença entre a excentricidade real do ensaio e a excentricidade considerada nos programas poderia efetivamente ajustar mais ainda os resultados, o que não foi considerado por não saber tal magnitude. Os resultados inclusive de força de ruína estimados apresentaram-se bastante próximos aos obtidos nos ensaios, evidenciando uma boa relação entre os programas e os resultados obtidos.

Verifica-se na Figura 6.36 que o comportamento para o pilar PFN 60-2,5 não foi adequado durante o ensaio, conforme comentado anteriormente, provavelmente por alguma acomodação do pilar, erros na centralização ou até mesmo um irregular adensamento do concreto, os resultados foram bastante discrepantes. Os resultados dos programas não puderam simular o comportamento real do pilar ensaiado devido a não ser possível determinar quais as variáveis o pilar estava sendo sujeito, evidenciando a necessidade de um re-ensaio do pilar para obter com mais clareza dados sobre o seu comportamento. Problemas no sistema de aquisição de dados não são descartados, haja vista que a força de ruína mostrou-se bastante próxima à estimada.

### 6.2.4.3 Série 3

Da Figura 6.37 a Figura 6.42 são apresentados os gráficos comparativos teóricos x experimentais das deformações do concreto.

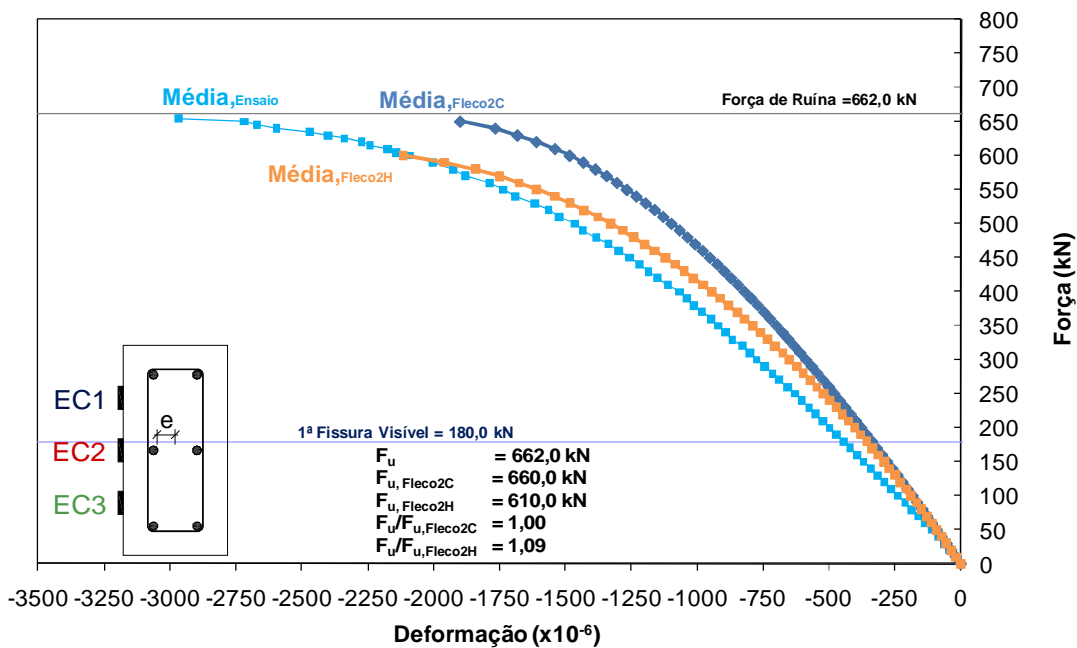


Figura 6.37 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 15-2

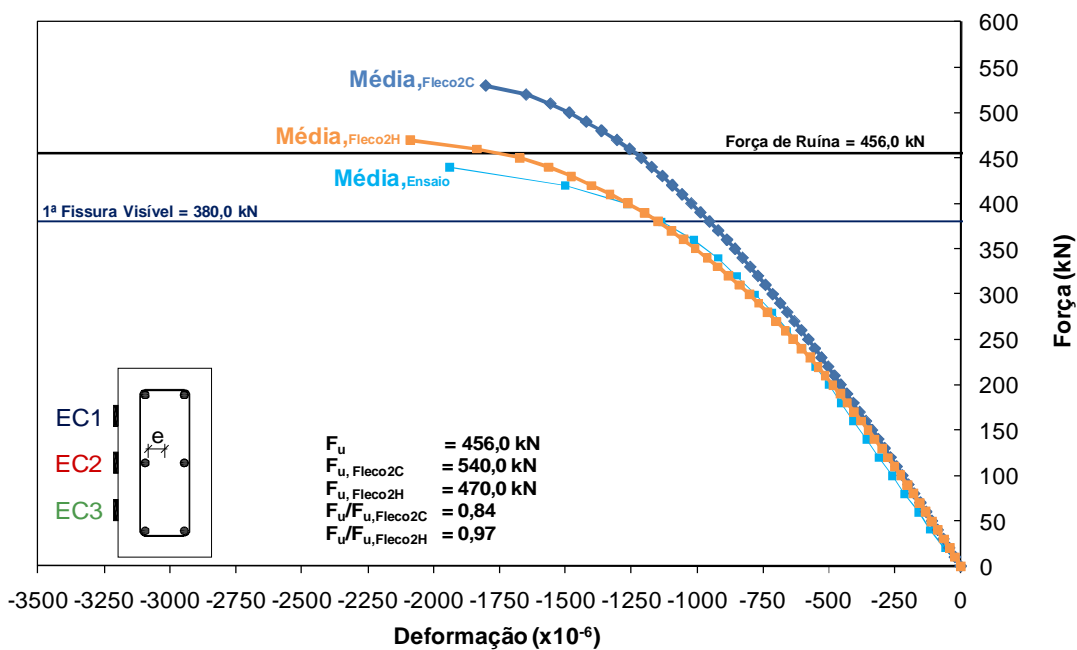


Figura 6.38 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 24-2



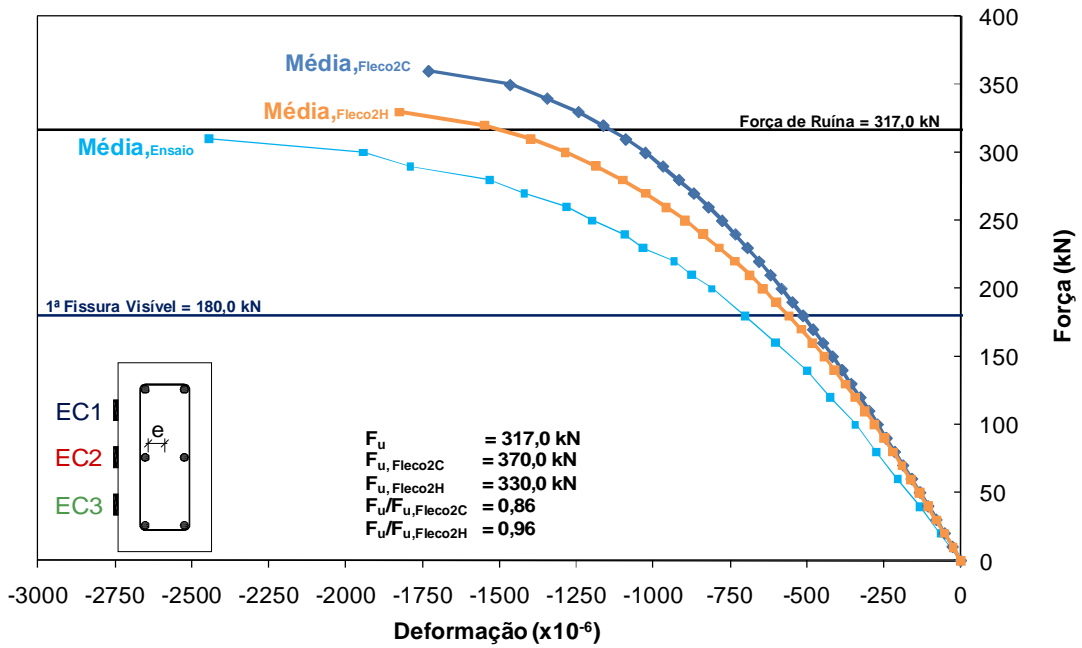


Figura 6.39 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 30-2

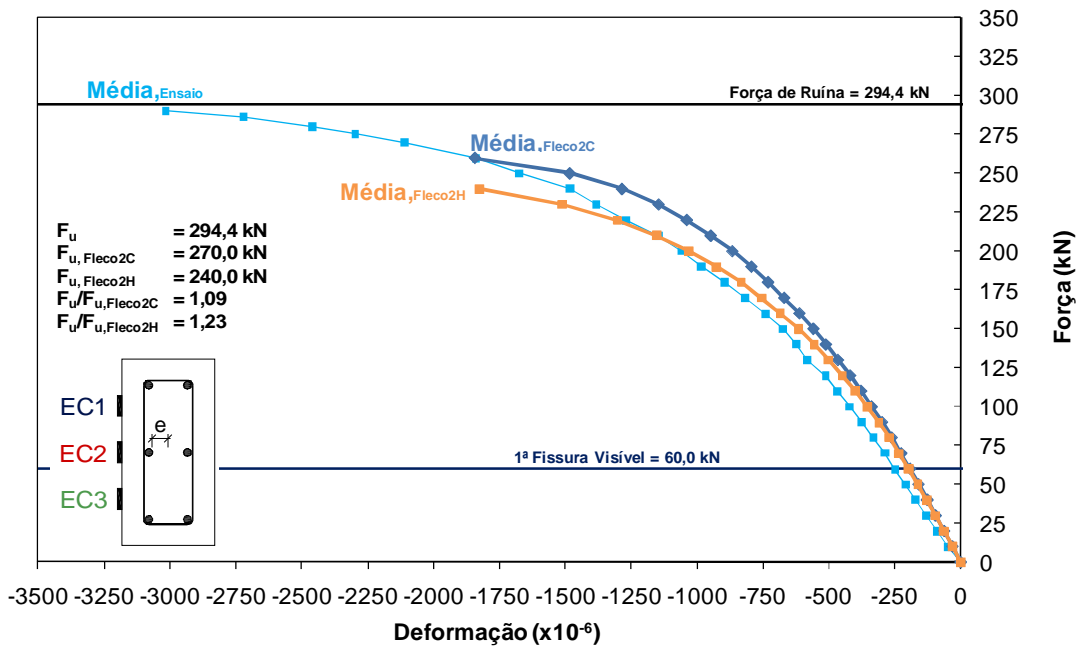


Figura 6.40 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 40-2

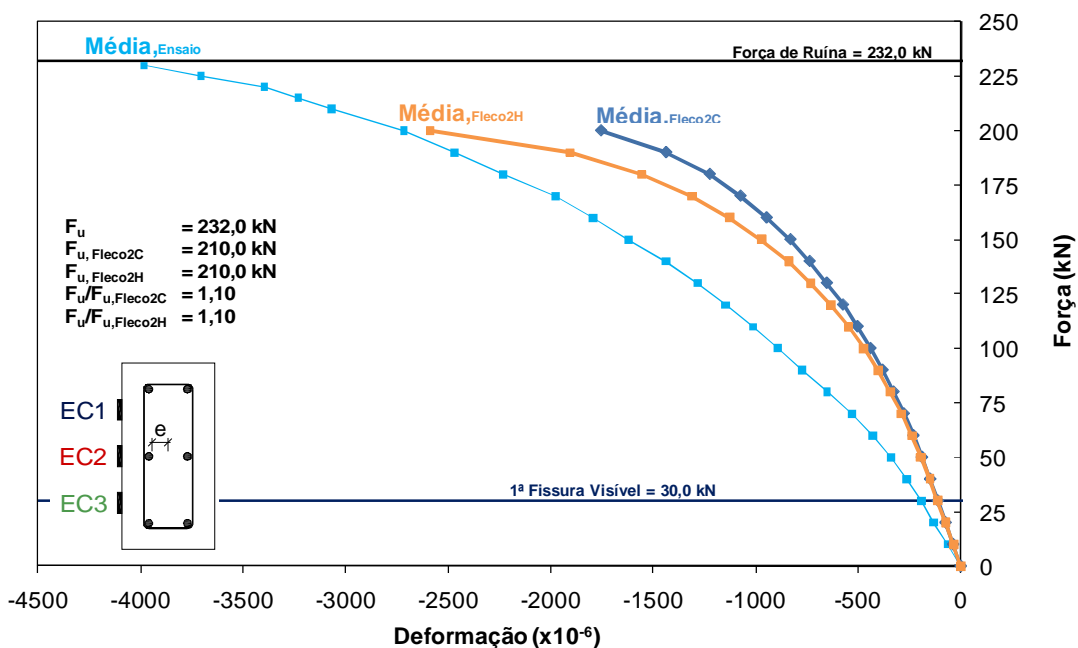


Figura 6.41 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 50-2

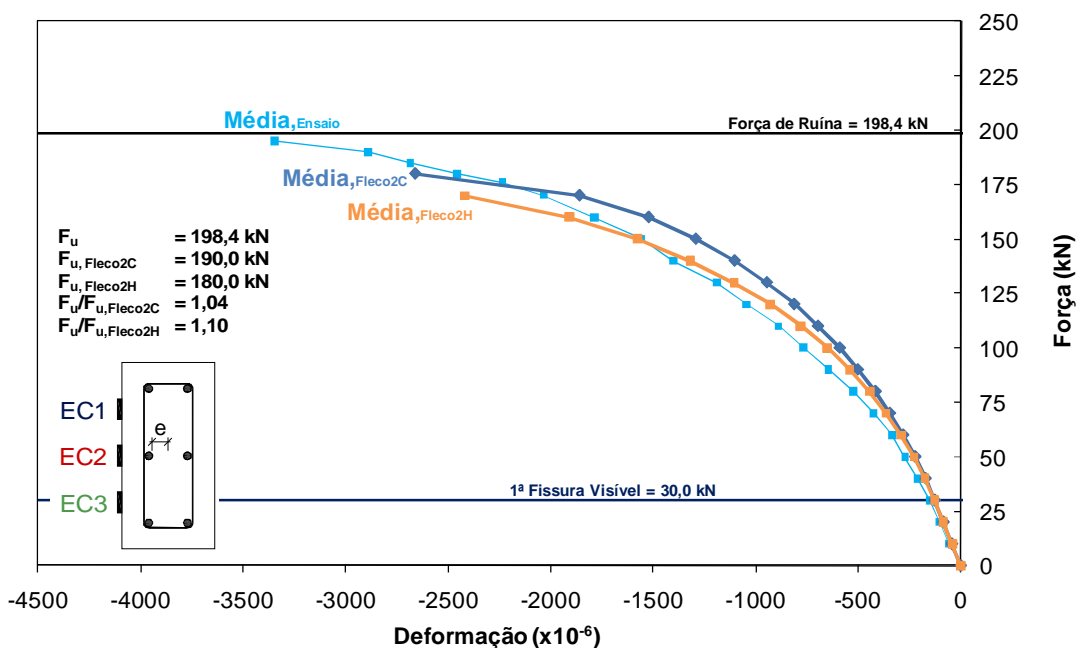


Figura 6.42 – Deformação no concreto - Numérico x Experimental – PFN 60-2

Verifica-se no gráfico da Figura 6.37 uma boa aproximação dos resultados de deformações no concreto estimados pelos programas em relação aos obtidos nos ensaios do pilar PFN 15-2. Os dados obtidos pelo programa FLECO2H apresentou uma maior aproximação aos resultados do ensaio, exceto pela determinação da força de ruína, que apresentou uma

relação  $F_u/F_{u,FlecoH} = 1,09$ . Percebe-se a grande dificuldade de se aplicar uma excentricidade pequena da força no pilar, podendo facilmente apresentar erros de centralização ou mesmo imperfeições geométrica, mesmo que pequenas.

Os resultados numéricos obtidos para o pilar PFN 24-2 foram bastante aproximados em relação aos obtidos no ensaio, principalmente pelo programa FLECO2H que apresentou melhores resultados de estimativa tanto da força de ruína quanto das deformações no concreto. Já programa FLECO2C superestimou a força de ruína do pilar, apresentando uma rigidez superior à do pilar ensaiado durante os passos de força. Provavelmente, caso houvesse aplicado uma excentricidade inicial maior nos modelos haveria uma melhor aproximação dos resultados para os dois programas.

O pilar PFN 30-2 apresentou um comportamento bom em relação ao estimado pelos programas, com a curva das deformações no concreto obtida pelo programa FLECO2H apresentando uma melhor aproximação em relação ao ensaio, inclusive apresentando uma força de ruína bastante próxima à obtida no ensaio. O programa FLECO2C apresentou um comportamento mais rígido do pilar, superestimando a sua força de ruína. Percebe-se que provavelmente houve erros na centralização do pilar ou alguma imperfeição geométrica que não pode ser considerada nos programas.

Para o pilar PFN 40-2, percebe-se um comportamento razoável em relação aos obtidos pelos programas. Verifica-se que os dados obtidos pelo programa FLECO2H ajustaram-se melhor à curva até uma força de 225 kN, onde o pilar simulado apresentou uma perda de rigidez mais acentuada. Os resultados obtidos pelo programa FLECO2C diferiram-se um pouco, porém apresentando um comportamento da curva mais fiel ao obtido no ensaio. Percebe-se que o pilar ensaiado apresenta tendência assintótica para uma força de 225 kN, porém torna a apresentar um tímido ganho de rigidez devido a alguma acomodação do pilar durante os carregamentos, provavelmente devido a alguma demora na aplicação da força, e que não pode ser simulado nos programas.

Verifica-se no gráfico da Figura 6.41 um comportamento bastante irregular das deformações no concreto do pilar PFN 50-2 em relação ao estimado pelos programas e principalmente em relação aos pilares PFN 40-2 e PFN 50-2 que apresentaram uma curva assintótica esperada. O programa FLECO2H apresentou uma deformação no concreto

bastante próxima à obtida no ensaio para uma força de 200 kN, porém já apresentando uma tendência assintótica, evidenciando uma ruína iminente. Os dados do programa FLECO2C apresentaram-se mais afastados do ensaio, apresentando uma rigidez maior do pilar, como esperado. Problemas de posicionamento da armadura longitudinal, imperfeições geométricas ou erros na centralização do pilar podem ter influenciado nos resultados, o que não pode ser simulado nos programas.

O pilar PFN 60-2 apresentou uma excelente aproximação dos dados de deformação no concreto obtidos nos programas em relação aos obtidos no ensaio, tal como verifica-se na Figura 6.42, inclusive apresentando uma força de ruína bastante aproximada pelo programa FLECO2C. O programa FLECO2H apresentou uma rigidez inferior do pilar em relação ao ensaio após a força de 150 kN, apresentando uma curva assintótica. Percebe-se que o gráfico do ensaio apresenta uma tendência de ganho de rigidez por volta de 130 kN, provavelmente devido à alguma acomodação, o que não pode ser considerado nos programas.

### **6.2.5 Deslocamentos Horizontais**

Para a verificação das deformações horizontais estimadas pelos programas com as obtidas nos ensaios foi considerado apenas o deslocamento na seção no centro do pilar.

#### **6.2.5.1 Série 1**

Da Figura 6.43 a Figura 6.51 são apresentados os gráficos comparativos dos deslocamentos horizontais dos ensaios com os obtidos nos programas FLECO2C e FLECO2H.

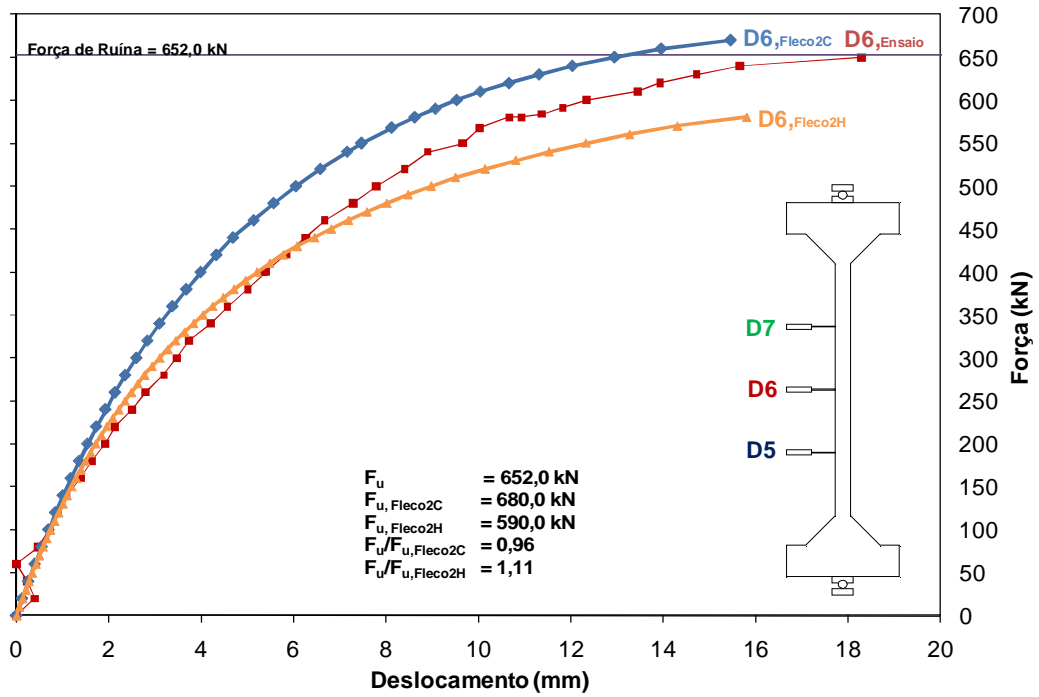


Figura 6.43 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 6-3

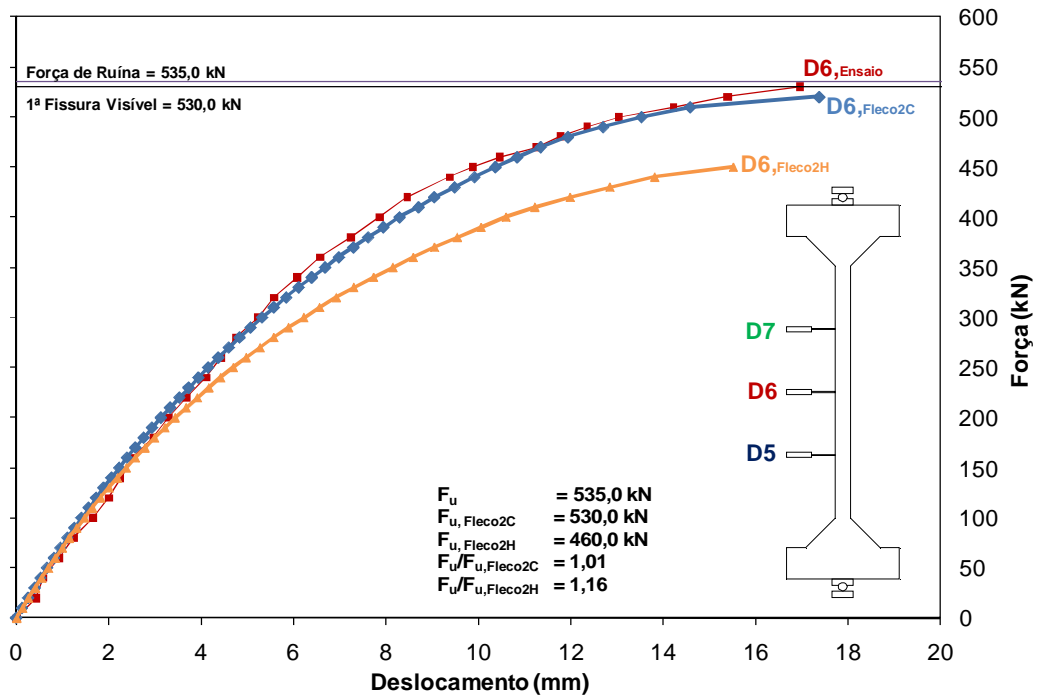


Figura 6.44 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 12-3

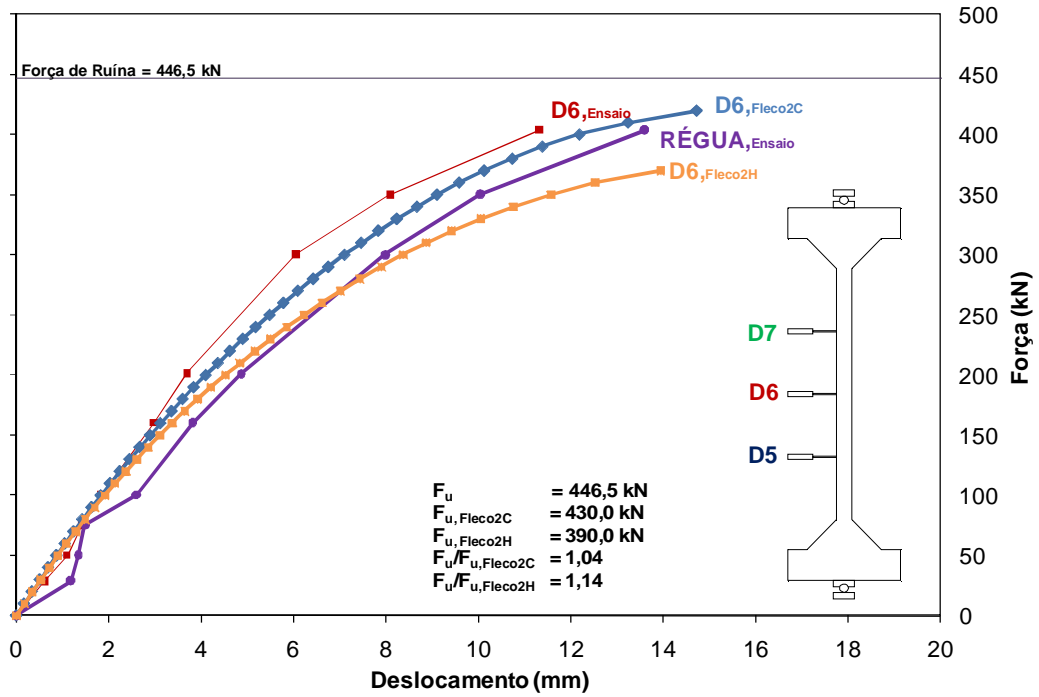


Figura 6.45 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 15-3

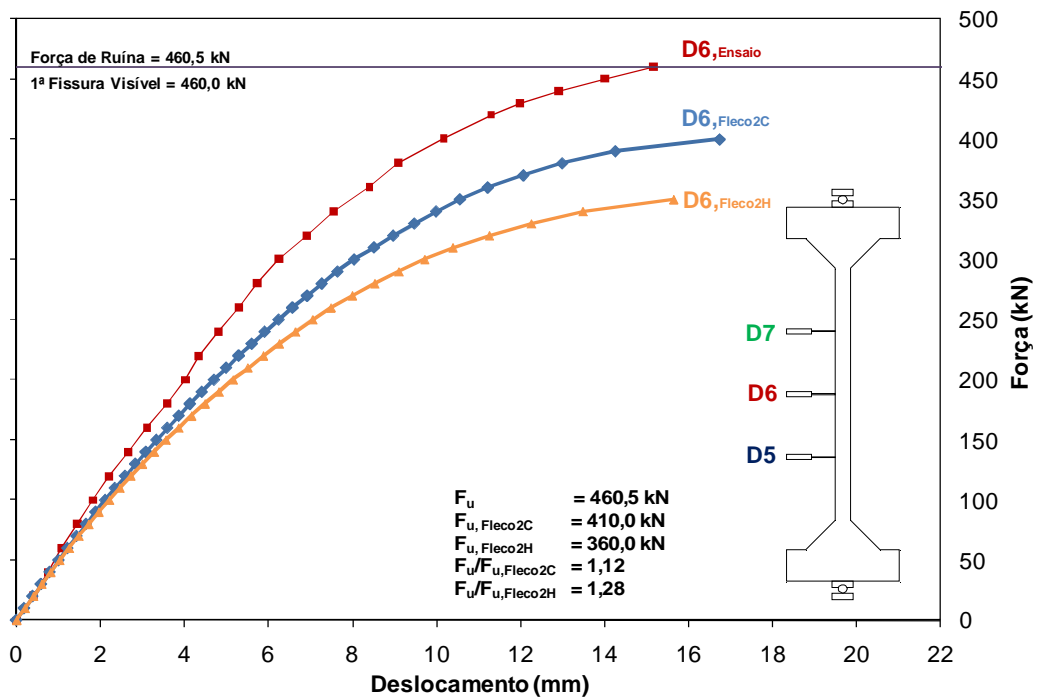


Figura 6.46 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 18-3

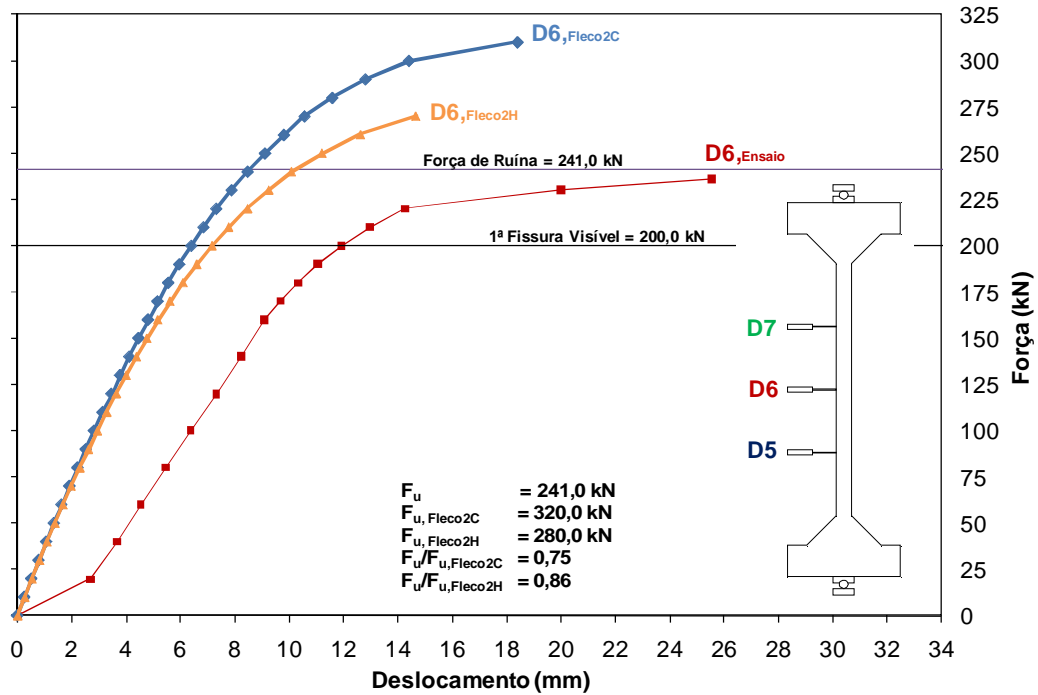


Figura 6.47 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 24-3

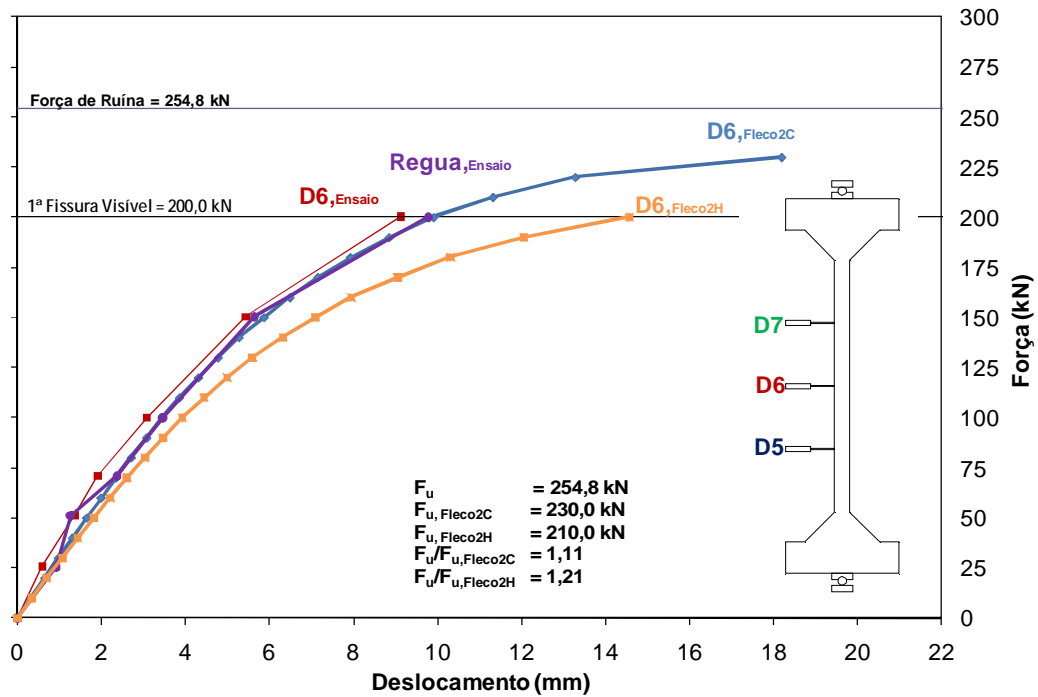


Figura 6.48 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 30-3

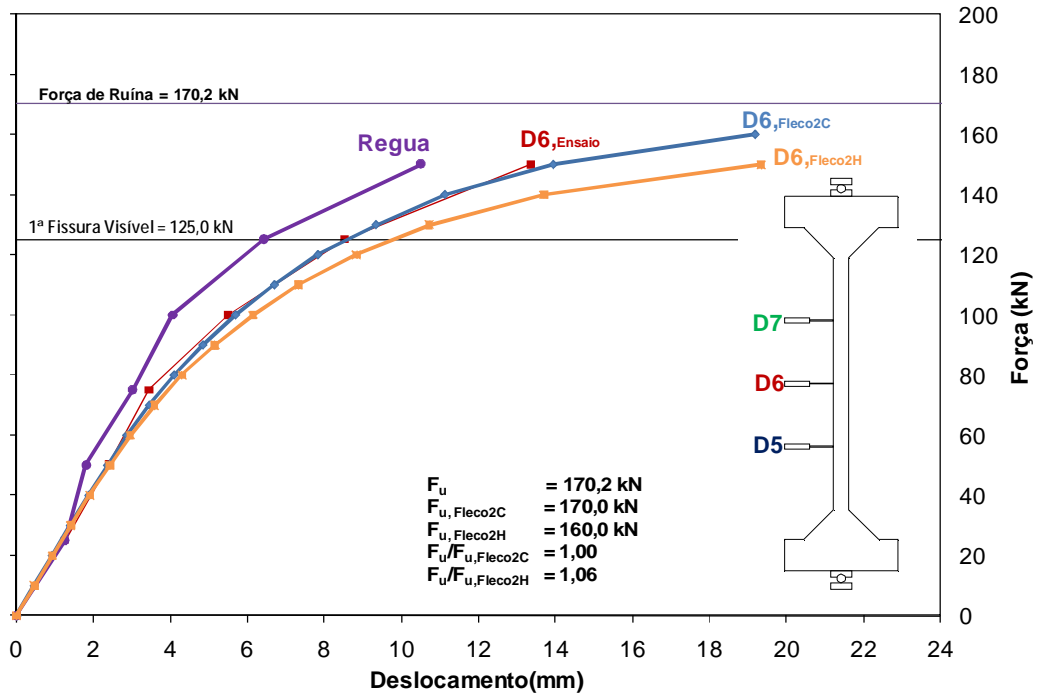


Figura 6.49 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 40-3

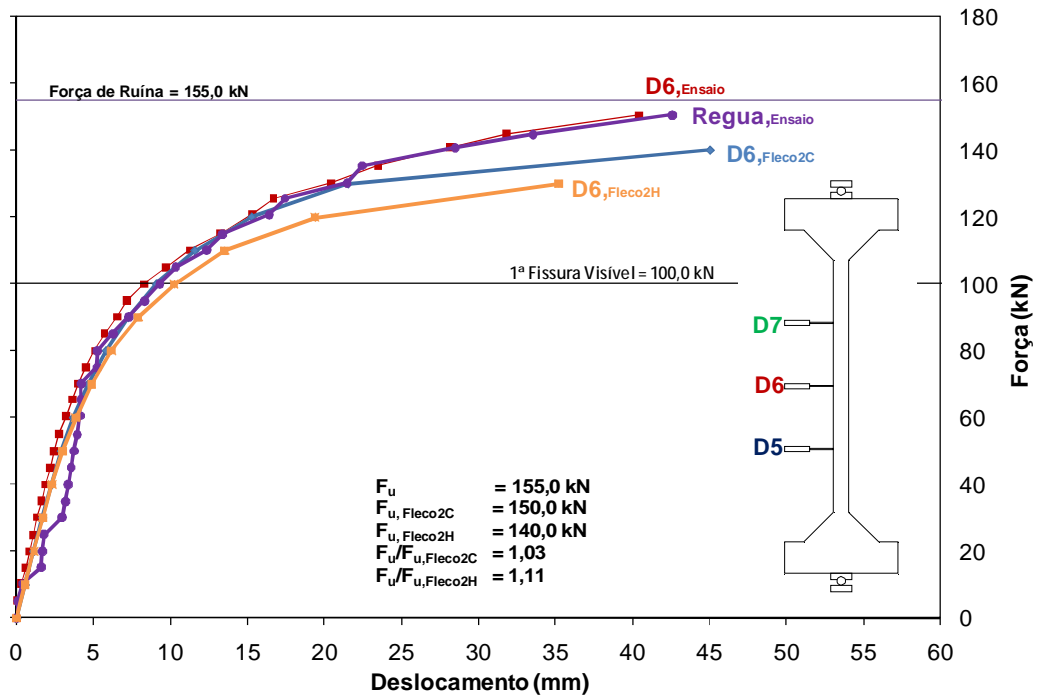


Figura 6.50 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 50-3



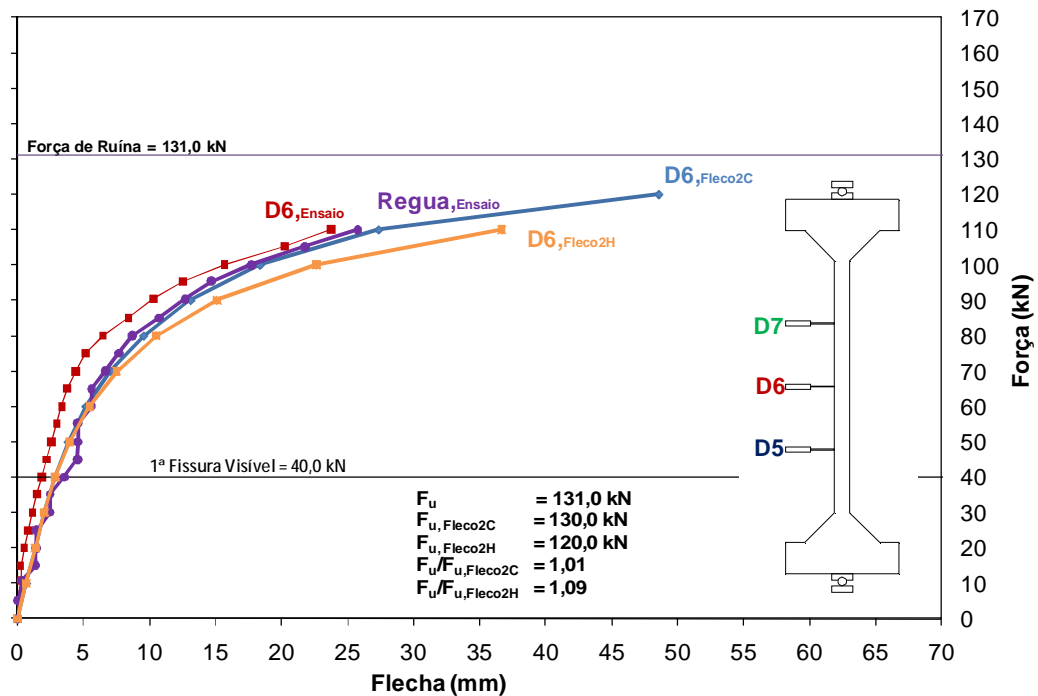


Figura 6.51 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 60-3

O pilar PFN 6-3 apresentou bons resultados de deslocamentos horizontais em comparação com os deslocamentos obtidos pelos programas. Os resultados do programa FLECO2C apresentaram-se mais ajustados em relação ao ensaio, apresentando uma rigidez maior do pilar, o que foi refletido na força de ruína, apresentando uma relação  $F_u/F_{u, FLECO2C} = 0,96$ . O programa FLECO2H apresentou dados mais conservadores em relação ao ensaio, apresentando uma relação  $F_u/F_{u, FLECO2H} = 1,11$ , apresentando uma rigidez bastante aproximada até a força de 450 kN, onde passou a apresentar uma queda de rigidez em relação ao pilar ensaiado, podendo ser justificado pelos modelos constitutivos adotados ou mesmo alguma acomodação do pilar durante o ensaio.

O pilar PFN 12-3 apresentou excelentes resultados de deslocamentos horizontais durante todo o ensaio, como verificado na Figura 6.44, com uma pequena diferença nos deslocamentos próximo à ruína, quando verificado pelo programa FLECO2C, que apresentou uma relação  $F_u/F_{u, FLECO2C} = 1,01$ . Já os resultados obtidos pelo programa FLECO2H mostraram-se bastantes conservadores, apresentando uma rigidez superior ao obtido no ensaio e que refletiu na determinação da força de ruína, apresentando uma relação  $F_u/F_{u, FLECO2H} = 1,16$ . Vale ressaltar que o modelo constitutivo adotado para o concreto utilizado no programa FLECO2H apresenta uma menor rigidez e devido à pequena excentricidade, e como o pilar apresentou a seção transversal central totalmente

comprimida, as propriedades do concreto influenciam sobremaneira nos resultados finais, tal como esperado.

Pilar PFN 15-3 apresentou bons resultados dos deslocamentos horizontais no ensaio em comparação com os valores obtidos pelos programas. Percebe-se no gráfico da Figura 6.45 que os valores estimados pelo programa FLECO2C ficaram entre os dados obtidos pelas leituras do defletômetro D6 e a régua, indicando uma boa aproximação dos resultados dos deslocamentos obtidos no ensaio, e que foi refletido na força última, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,05$ . Tal como verificado no pilar PFN 12-3, percebe-se que os resultados obtidos pelo programa FLECO2H apresentaram-se mais conservadores que os do ensaio, mais uma vez refletido pela relação constitutiva adotada, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,14$ , como esperado.

O pilar PFN 18-3 apresentou valores bem próximos de deslocamentos horizontais até a uma força de 180 kN em relação aos deslocamentos obtidos pelos programas, onde passou a apresentar uma divergência no gráfico da Figura 6.46 a partir desse carregamento. Percebe-se um ganho de rigidez no pilar provavelmente devido à alguma acomodação do pilar durante o ensaio e que influenciou na força última do pilar. Esses fatores não foram considerados nos programas e por isso o comportamento estimado é mais regular do que o obtido no ensaio. O programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,12$  e o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,28$ , justificado pelo comportamento inesperado do pilar PFN 18-3 durante o ensaio.

Tal como verificado nas leituras das deformações na amadura e deformações no concreto, o pilar PFN 24-3 não apresentou bons resultados em relação aos estimados pelos programas. Nos resultados do programa, percebe-se um comportamento homogêneo, com o pilar apresentando uma resposta linear até uma força próxima a 125 kN, de onde passaram a apresentar um comportamento assintótico, como esperado. O pilar ensaiado, apresentou uma grande acomodação para a força de 20 kN e em seguida passou a apresentar um comportamento esperado, com uma fase linear e outra assintótica. Percebe-se que esse comportamento não foi considerado nos programas, e por isso o programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 0,75$  e o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,86$ .

O pilar PFN 30-3 apresentou bons resultados de estimativas de deslocamentos pelos programas em relação ao obtido no ensaio do pilar. Percebe-se na Figura 6.48 que os valores estão bem próximos durante as fases em que houve registro de deformações no pilar, apenas os dados obtidos pelo programa FLECO2H apresentando valores mais conservadores. O pilar PFN 30-3 apresentaria melhores resultados de análise caso o passo de força fosse reduzido durante todo o ensaio. Apesar disso o programa FLECO2C apresentou bons resultados de estimativa de força de ruína, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,11$ . Já o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,21$ , confirmando a rigidez reduzida do modelo constitutivo adotado.

O pilar PFN 40-3 apresentou excelentes resultados de deslocamentos em relação aos estimados pelos programas. Percebe-se no gráfico da Figura 6.49 que os valores estimados pelo programa FLECO2C ficaram bastante próximos aos valores de deslocamento registrado pelo defletômetro D6, indicando uma excelente aproximação dos resultados estimados com os obtidos nos ensaios. Verifica-se que os registros de deslocamentos horizontais foram apenas para uma força de 150,2 kN que não representa o comportamento do pilar até a ruína, indicando a necessidade de se diminuir o passo de força após a verificação da 1ª fissura. O programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,00$  e o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,06$ .

O pilar PFN 50-3 apresentou bons resultados de deslocamentos em relação ao estimado pelo programa CACODI até o carregamento de 140 kN, onde os resultados do programa FLECO2C indicaram uma perda de rigidez, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,03$ . O programa FLECO2H apresentou um comportamento aproximado até o aparecimento da primeira fissura, onde passou a apresentar uma perda de rigidez maior atribuída ao modelo constitutivo do concreto adotado em relação ao modelo utilizado no programa FLECO2C, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,11$ .

O pilar PFN 60-3 apresentou bons resultados de deslocamentos horizontais em relação aos deslocamentos estimados pelos programas. Verifica-se uma rigidez maior do pilar em relação aos resultados dos programas, indicando uma excentricidade inicial da força menor do que a prevista e que não foi considerado nos programas. O programa FLECO2C apresentou uma maior aproximação dos resultados com uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,01$ . O programa FLECO2H apresentou uma boa aproximação até a força de 60 kN, onde passou a

apresentar uma perda de rigidez maior do que a apresentada pelo programa FLECO2C. Verifica-se a necessidade, mais uma vez, de se reduzir o passo de força próximo à ruína para uma análise mais precisa dos valores obtidos nos ensaios.

### 6.2.5.2 Série 2

Da Figura 6.52 a Figura 6.57 são apresentados os gráficos comparativos dos deslocamentos horizontais dos ensaios com os obtidos nos programas FLECO2C e FLECO2H.

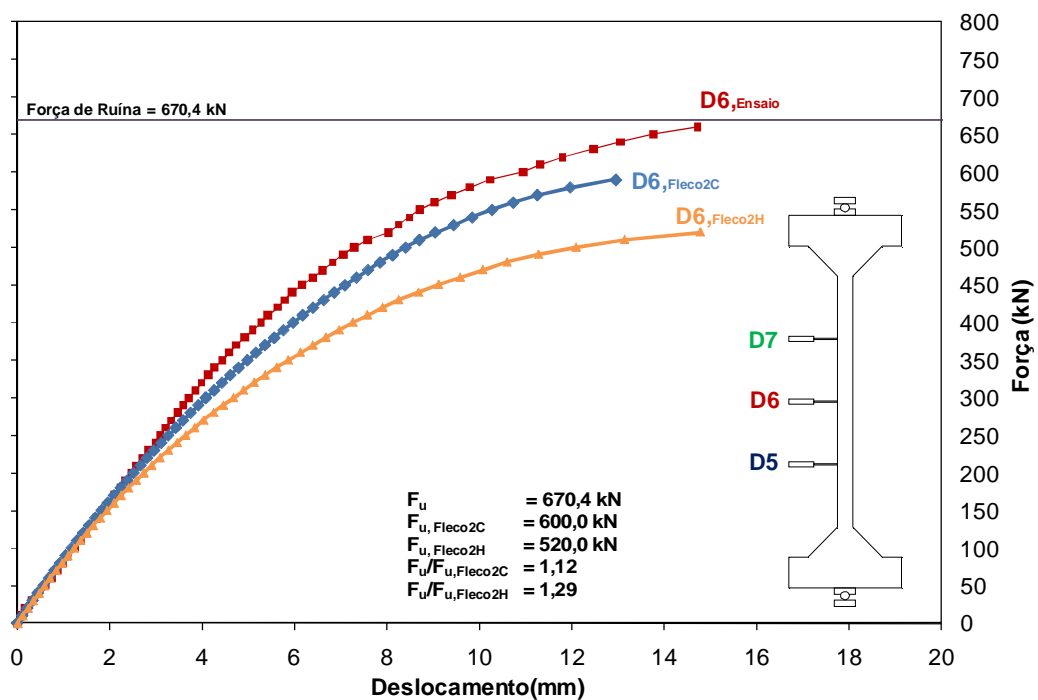


Figura 6.52 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 15-2,5

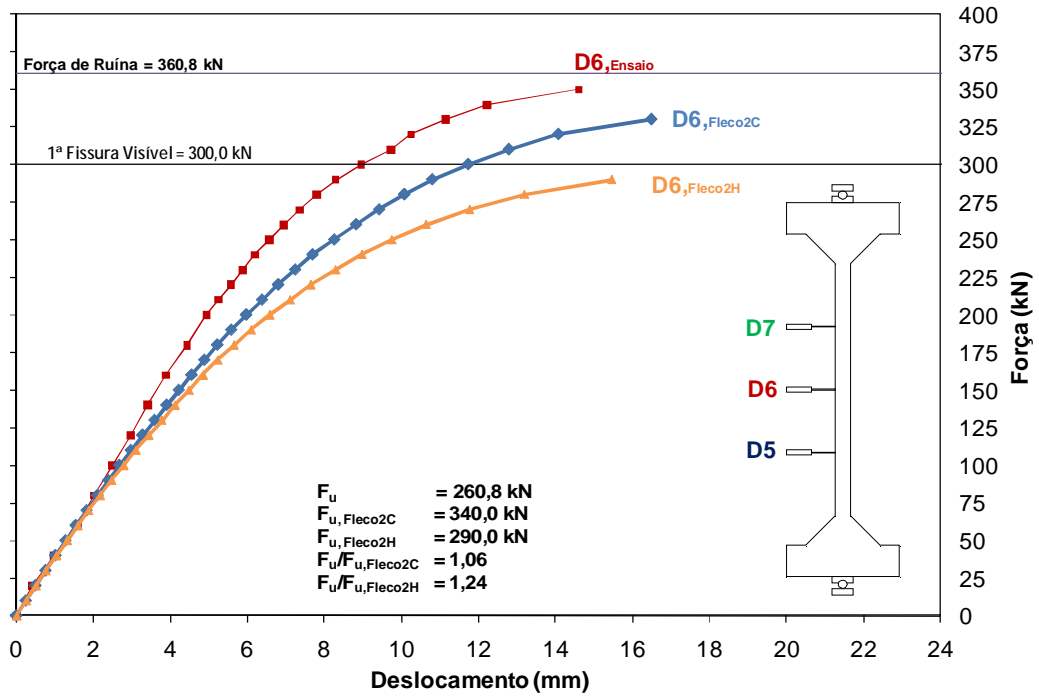


Figura 6.53 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 24-2,5

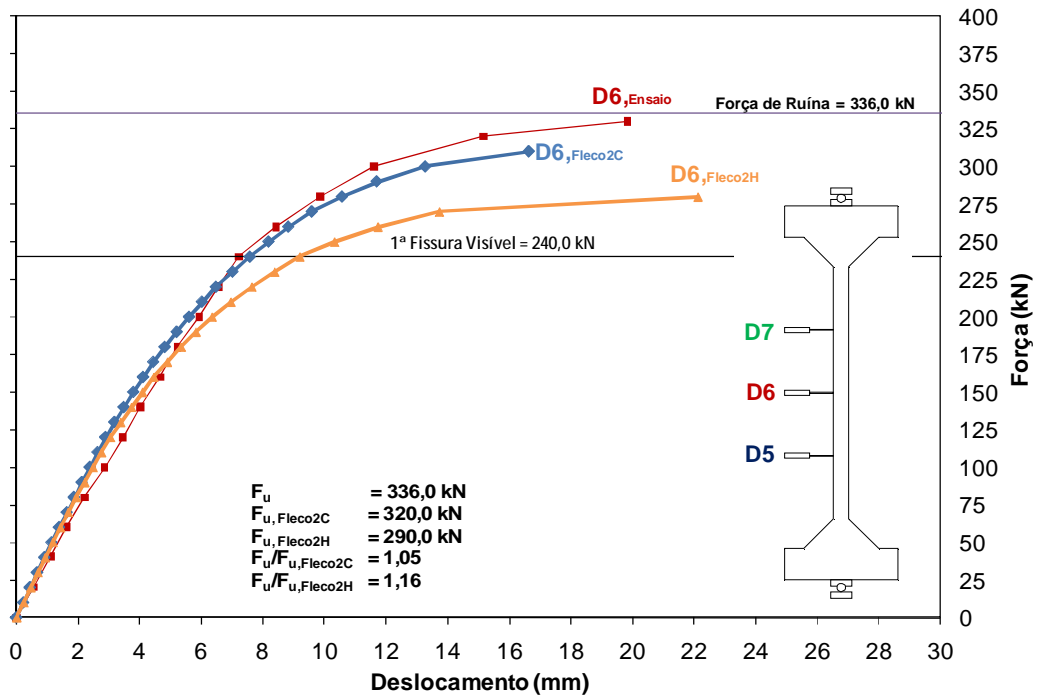


Figura 6.54 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 30-2,5

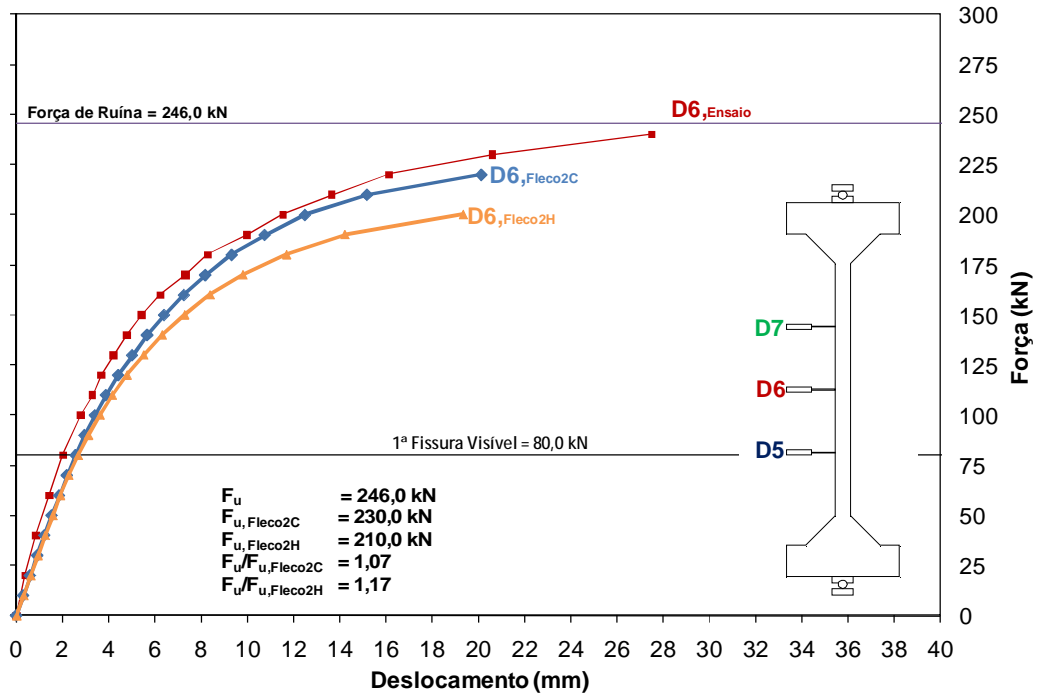


Figura 6.55 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 40-2,5

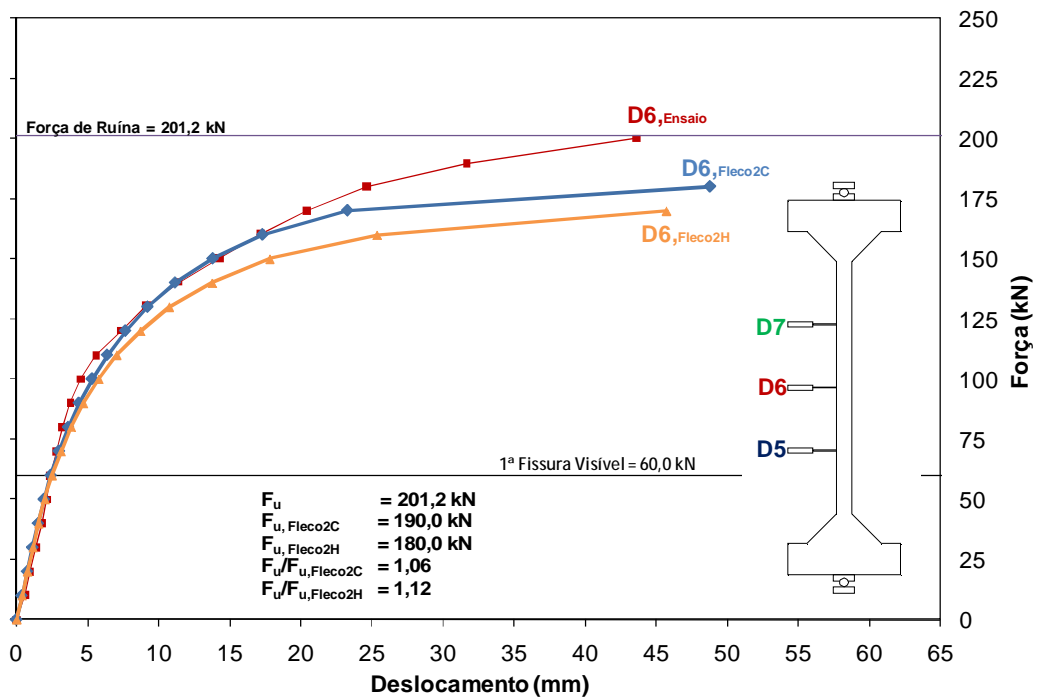


Figura 6.56 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 50-2,5

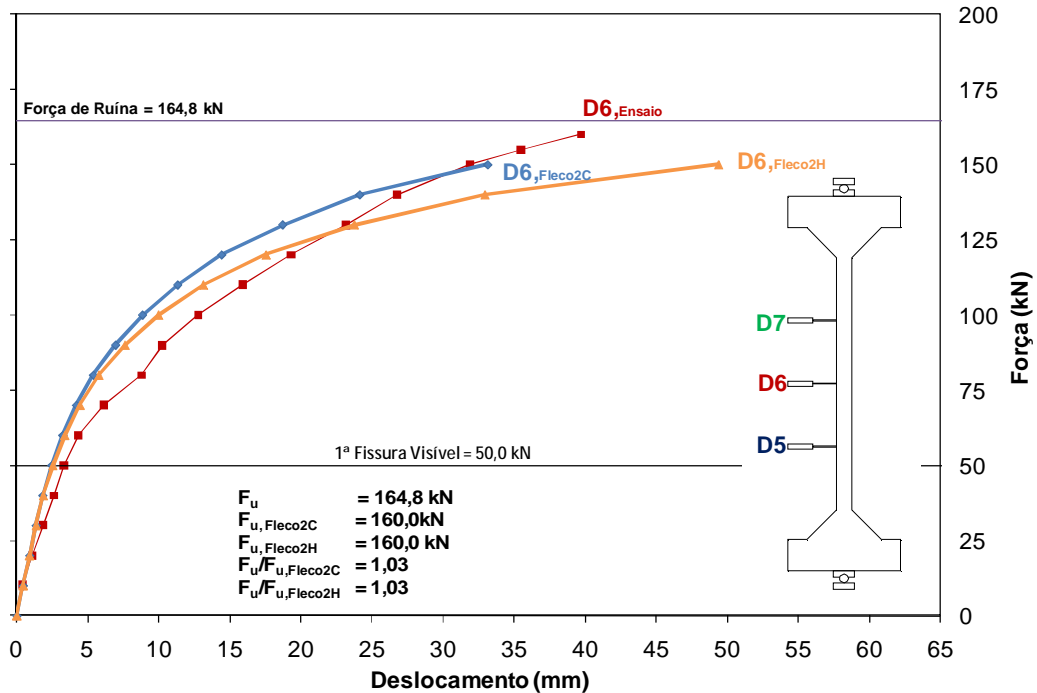


Figura 6.57 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 60-2,5

O pilar PFN 15-2,5 apresentou bons resultados de deslocamentos horizontais estimados pelos programas em relação aos obtidos no ensaio, com uma maior aproximação obtida pelo programa FLECO2C que apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,12$ . Já o programa FLECO2H apresentou resultados mais conservadores, apresentando maiores deslocamentos para um mesmo carregamento e uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,29$ . Percebe-se que, provavelmente, o pilar apresentou uma excentricidade inicial menor do que a excentricidade desejada, podendo os programas apresentar um melhor ajuste caso se soubesse a real excentricidade no pilar, evidenciando a dificuldade de se aplicar uma excentricidade da força inicial muito pequena no pilar.

Tal como ocorrido no pilar PFN 15-2,5, verifica-se que o pilar PFN 24-2,5 apresentou um comportamento semelhante, onde os resultados de deslocamentos horizontais apresentados pelos programas foram conservadores, com maiores deslocamentos para mesmo passo de força. O programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,06$ , enquanto o programa FLECO2H apresentou uma  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,24$ . Melhores resultados seriam obtidos caso fosse considerado uma excentricidade menor nos modelos, o que não foi considerado.

O pilar PFN 30-2,5 apresentou bons resultados de estimativa de deslocamentos horizontais em relação aos obtidos no ensaio, principalmente para o programa FLECO2C que mostrou uma certa fidelidade do ensaio e uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,05$ . Devido às relações constitutivas adotadas no programa FLECO2H, percebe-se uma perda de rigidez prematura em relação ao programa FLECO2C, como esperado, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,16$ .

Verifica-se na Figura 6.55, um bom ajuste da curva de deslocamentos horizontais estimadas pelo programa FLECO2C em relação aos dados obtidos no ensaio do pilar PFN 40-2,5, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,07$ . Já o programa FLECO2H apresentou resultados mais conservadores, tal como esperado, com uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,17$ . Melhores resultados poderiam ser obtidos considerando uma excentricidade inicial menor nos modelos numéricos.

Os resultados de estimativas de deslocamentos horizontais obtidos pelos programas apresentaram uma boa aproximação aos obtidos no ensaio do pilar PFN 50-2,5, especialmente para o programa FLECO2C que apresentou um comportamento bastante aproximado até a força de 160 kN, onde passou a apresentar uma perda maior de rigidez em relação ao ensaio, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,05$ . Percebe-se no gráfico da Figura 6.56 que o pilar ensaiado apresenta um ganho de rigidez após a força de 160 kN, provocado provavelmente por alguma acomodação do pilar com redistribuição de tensões, o que não foi verificado nos resultados dos programas. Os resultados do programa FLECO2H mostraram-se mais conservadores, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,12$ , apresentando uma rigidez inferior em relação ao programa FLECO2C, como esperado.

Houve uma boa aproximação dos programas em relação ao ensaio dos deslocamentos horizontais até a força de 60 kN, onde o pilar PFN 60-2,5 apresentou um comportamento um pouco diferenciado dos demais pilares ensaiados da série, provavelmente por alguma acomodação do pilar durante os carregamentos. Apesar das diferenças encontradas durante as fases de carregamento, o programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,03$ , e o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,03$ , com uma excelente aproximação dos resultados do ensaio.



### 6.2.5.3 Série 3

Da Figura 6.58 a Figura 6.63 são apresentados os gráficos comparativos dos deslocamentos horizontais dos ensaios com os obtidos nos programas FLECO2C e FLECO2H.

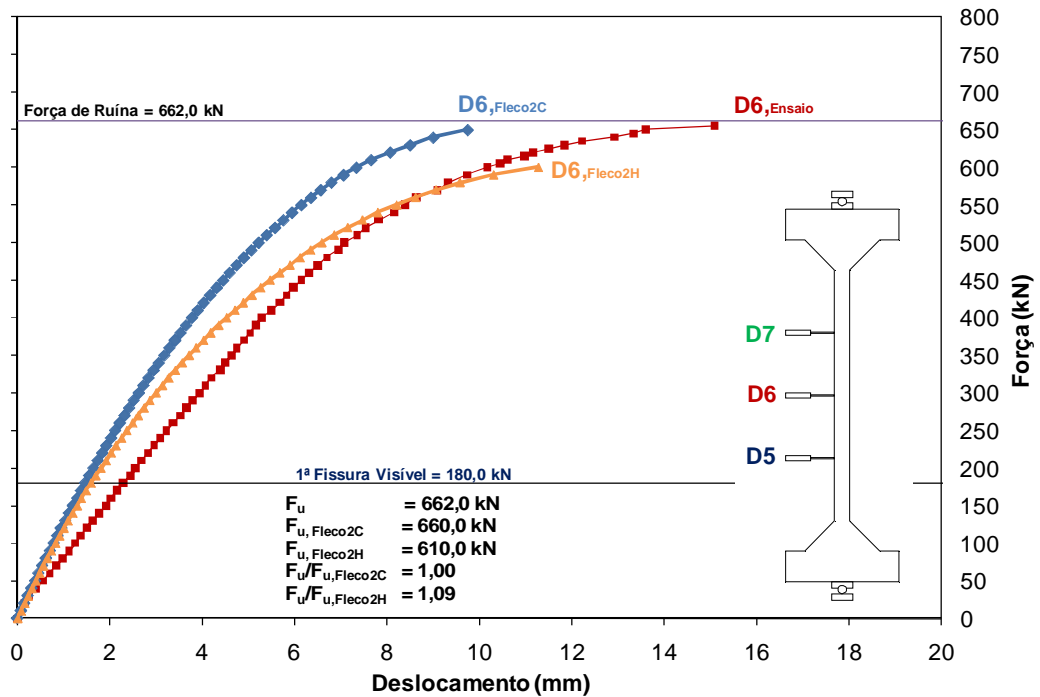


Figura 6.58 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 15-2

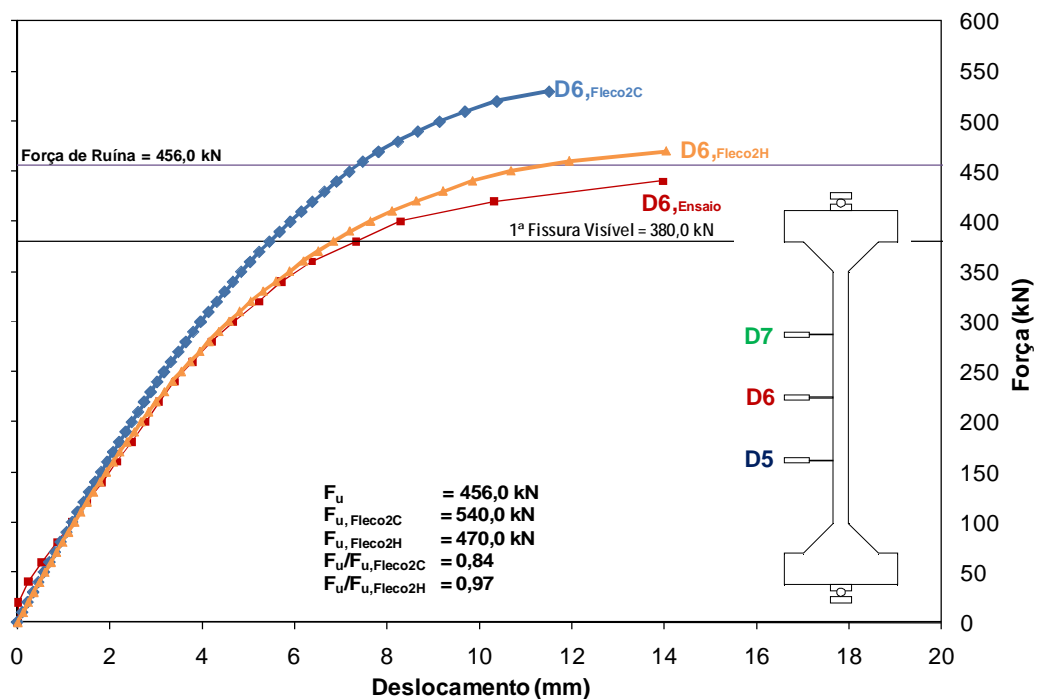


Figura 6.59 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 24-2

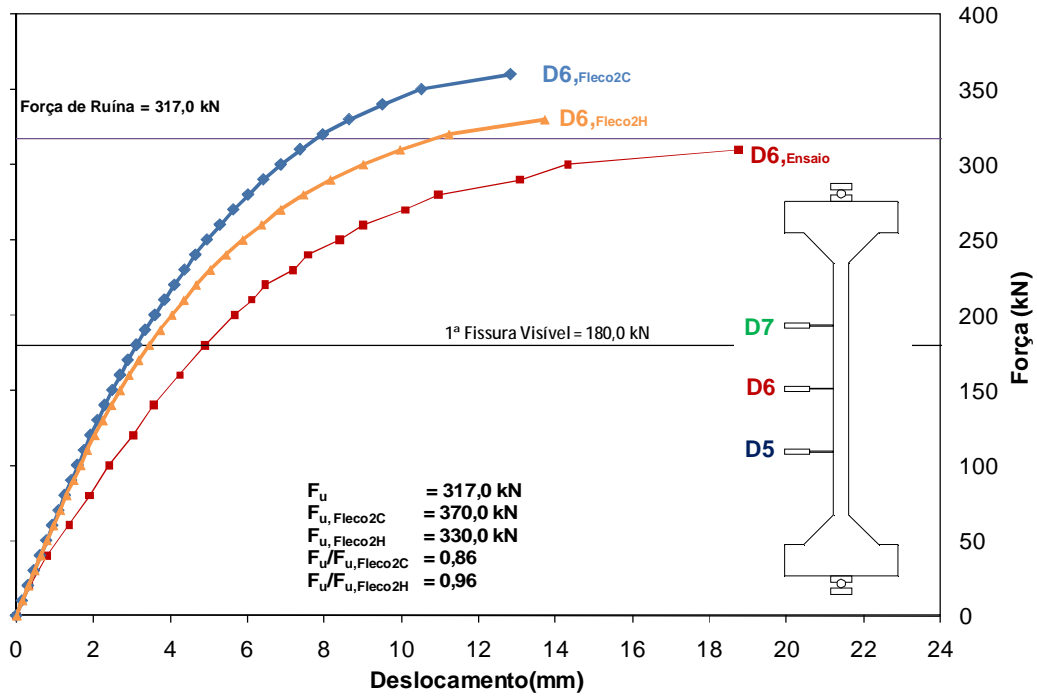


Figura 6.60 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 30-2

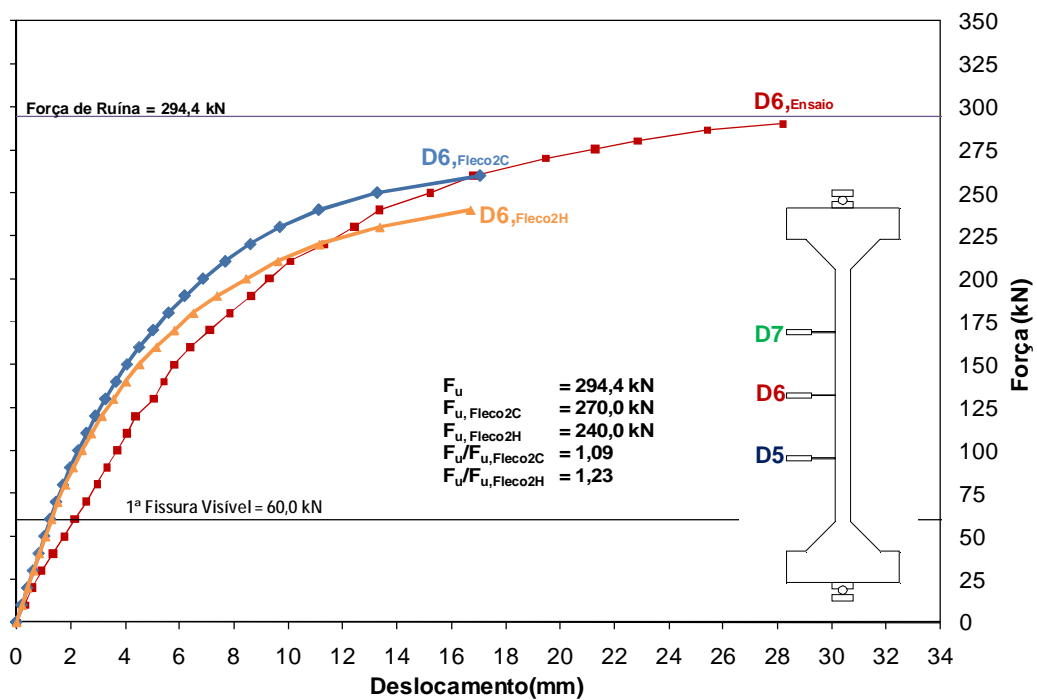


Figura 6.61 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 40-2

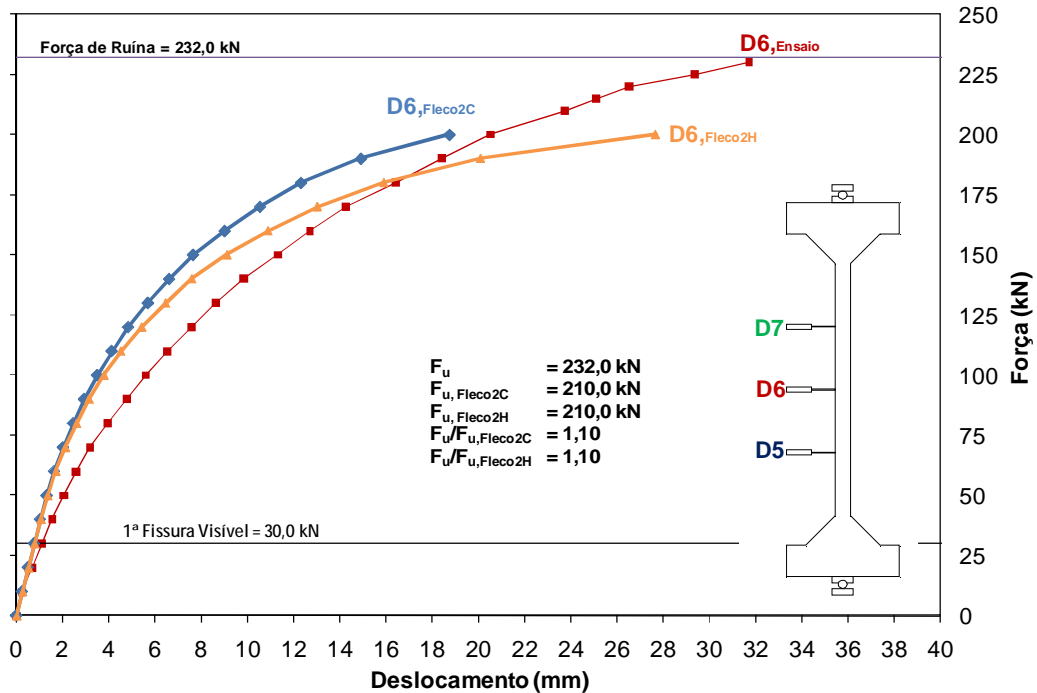


Figura 6.62 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 50-2

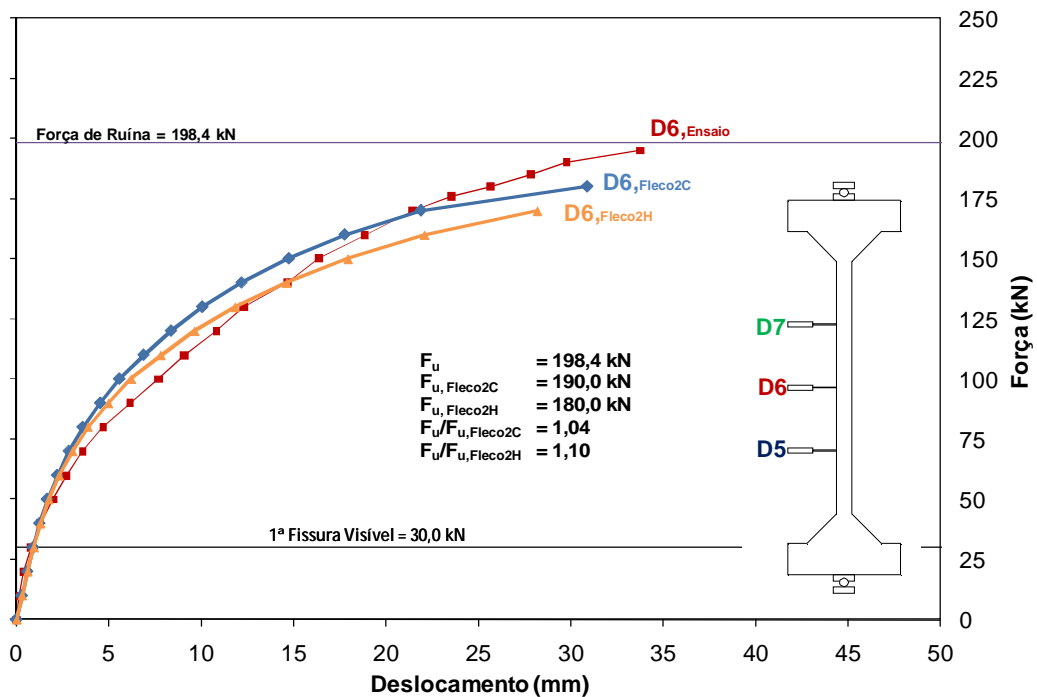


Figura 6.63 – Deslocamentos horizontais - Numérico x Experimental – PFN 60-2

O pilar PFN 15-2 apresentou uma boa aproximação dos resultados de deslocamentos horizontais estimados pelos programas em relação aos obtidos no ensaio, apresentando uma relação  $F_u/F_{u, Fleco2C} = 1,00$  para o programa FLECO2C, e  $F_u/F_{u, Fleco2H} = 1,09$  para o programa FLECO2H. Verifica-se a grande dificuldade de se aplicar uma excentricidade inicial muito pequena no pilar, onde se percebe que o pilar ensaiado apresentava um pouco

mais de excentricidade inicial em relação ao considerado nos programas. Provavelmente melhores resultados seriam obtidos caso fosse considerada uma excentricidade inicial maior nos programas.

Para o pilar PFN 24-2 verifica-se um excelente comportamento estimado pelo programa FLECO2H em relação ao ensaio, com a curva apresentando uma excelente aproximação até próximo ao aparecimento da primeira fissura, onde passou a apresentar uma rigidez inferior, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,97$ . Já o programa FLECO2 apresentou resultados menos conservadores, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 0,84$ . Percebe-se a grande dificuldade de se aplicar corretamente a excentricidade. Provavelmente, melhores resultados seriam obtidos caso fosse aplicada uma excentricidade inicial maior no pilar, que provavelmente as curvas dos programas iriam apresentar uma rigidez inferior ao registrado.

Novamente para o pilar PFN 30-2, verifica-se que ambos os programas apresentaram resultados superestimados de resistência do pilar, provavelmente devido a erros na centralização do modelo no pórtico de ensaios ou imperfeições geométricas no pilar. Provavelmente melhores resultados seriam obtidos caso fosse aplicada uma excentricidade maior no pilar, o que não foi realizado. O programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 0,86$ , enquanto o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,96$ .

O pilar PFN 40-2 apresentou um comportamento bastante aproximado dos deslocamentos horizontais estimados pelos programas em relação ao ensaio. Percebe-se que os programas subestimam a resistência última do pilar, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,09$  para o programa FLECO2C e uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,23$  para o programa FLECO2H. Diversos fatores podem ser atribuídos as diferenças de comportamento estimadas em relação à experimental, podendo ter sido causado por erros na centralização do pilar no pórtico de ensaios, imperfeições geométricas e posicionamento inadequado das barras longitudinais.

Os resultados de deslocamentos horizontais obtidos pelos programas apresentaram bons resultados de estimativa em relação aos obtidos no ensaio do pilar PFN 50-2. Percebe-se um comportamento assintótico mais acentuado para os resultados dos programas, enquanto

os resultados do ensaio se mostraram bastante suaves. O programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,10$  e o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,10$ , evidenciando uma boa aproximação dos resultados de força última do pilar.

O pilar PFN 60-2 apresentou excelentes resultados de estimativa de deslocamentos horizontais obtidos pelos programas em relação aos obtidos no ensaio, apresentando curvas bastante próximas a experimental. Percebe-se algumas acomodações no pilar após a força de 70 kN, o que não foi considerado nos programas. O programa FLECO2C apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,04$  enquanto o programa FLECO2H apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,10$ , evidenciando uma excelente aproximação dos resultados numéricos em relação aos resultados experimentais.

### **6.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008), COM AS ESTIMATIVAS DOS PROGRAMAS FLECO2C E FLECO2H**

A seguir são apresentados os resultados das estimativas de força de ruína, força de fissuração e deslocamentos horizontais, pelos programas FLECO2C e FLECO2H, em relação aos resultados obtidos nas pesquisas de ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004). Para os pilares da pesquisa de GALANO (2008) será realizada uma comparação em relação a força de ruína dos pilares.

#### **6.3.1 Força de Ruína**

Para a determinação da força de ruína dos pilares foi considerado o passo de força onde não foi possível mais encontrar o equilíbrio dos esforços internos para os valores de N (força normal) e M (momento fletor) atuando na seção situada no centro dos pilares, considerando os efeitos de segunda ordem atuantes. A Tabela 6.5 mostra o resultado da análise da força de ruína dos pilares de ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008) pelos programas FLECO2C e FLECO2H.

Tabela 6.5 – Força de ruína numérica versus experimental - ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008)

	Modelo	e (mm)	$f_c$ (MPa)	$F_u$ (kN)	$F_{u, Fleco2C}$ (kN)	$F_u/F_{u, Fleco2C}$	$F_{u, Fleco2H}$	$F_u/F_{u, Fleco2H}$
ARAÚJO (2004)	PCA4-40	40	45,8	277	280	0,99	240	1,15
	PCA4-50	50	45,8	217	220	0,99	200	1,09
	PCA4-60	60	45,8	210	180	1,17	170	1,24
	PCA6-40	40	42,7	320	300	1,07	270	1,19
	PCA6-50	50	42,7	280	240	1,17	230	1,22
	PCA6-60	60	42,7	210	200	1,05	210	1,00
ADORNO (2006)	PCA4-15(2)	15	31,5	421	550	0,77	530	0,79
	PCA4-15a	15	38,8	553	660	0,84	600	0,92
	PCA4-15b	15	40,2	566	680	0,83	620	0,91
	PCA4-20	20	40,7	460	550	0,84	470	0,98
	PCA4-25	25	42,1	360	470	0,77	390	0,92
	PCA4-30a	30	40,5	291	360	0,81	300	0,97
	PCA4-30b	30	41,3	298	360	0,83	310	0,96
GALANO (2008)	SCCG-A-25	24	48,4	111	140	0,79	110	1,01
	SCCG-A-13	13	48,4	178	230	0,77	190	0,94
	SCCG-A-8	8	48,4	232	290	0,80	250	0,93
	SCCG-B-25	24	48,4	154	180	0,86	170	0,91
	SCCG-B-13	13	48,4	222	270	0,82	240	0,93
	SCCG-B-8	9	48,4	226	340	0,66	300	0,75
	NSCD-A-25	24	43,1	126	130	0,97	120	1,05
	NSCD-A-13	13	43,1	216	220	0,98	200	1,08
	NSCD-A-8	7	43,1	297	290	1,02	260	1,14
	NSCD-B-25	24	43,1	164	170	0,96	160	1,03
	NSCD-B-13	12	43,1	249	260	0,96	240	1,04
	NSCD-B-8	6	43,1	327	350	0,93	320	1,02

Obs:

SCC - Concreto auto-adensável;

NSC - Concreto convencional vibrado "in-loco".

Tabela 6.6 – Resultados estatísticos de força de ruína numérica versus experimental – ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008)

		$F_u/F_{u, Fleco2C}$	$F_u/F_{u, Fleco2H}$
ARAÚJO (2004)	Média	1,07	1,15
	Desvio Padrão	0,08	0,09
	Coefficiente de Variação (%)	8%	8%
ADORNO (2004)	Média	0,81	0,92
	Desvio Padrão	0,03	0,06
	Coefficiente de Variação (%)	4%	7%
GALANO (2009)	Média	0,88	0,98
	Desvio Padrão	0,11	0,10
	Coefficiente de Variação (%)	12%	10%
Geral	Média	0,91	1,01
	Desvio Padrão	0,13	0,12
	Coefficiente de Variação (%)	14%	12%

Os resultados das análises da força de ruína dos pilares da pesquisa de ARAÚJO (2004) mostraram-se bastante próximos aos obtidos no laboratório, principalmente quando analisado pelo programa FLECO2C, que apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,07$ , evidenciando uma grande precisão dos resultados quanto à força de ruína. Já o programa FLECO2H, apresentou resultados mais conservadores de força de ruína, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,15$ , apresentando uma boa precisão dos resultados.

Na pesquisa de ADORNO (2004), percebe-se a grande dificuldade de se centralizar o pilar no pórtico de ensaios, ou provavelmente problemas de imperfeições geométricas no pilar, que fez com que o ensaio do pilar com 15 mm de excentricidade inicial fosse realizado três vezes.

Para o pilar PCA4-15(2), percebe-se uma grande diferença entre os resultados estimados pelos programas em relação aos resultados obtidos nos ensaios, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 0,77$  para o programa FLECO2C e uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,79$  para o programa FLECO2H, indicando problemas durante a execução do ensaio, e que será mostrado em seguida.

Para os demais pilares percebe-se uma melhor aproximação dos resultados de força de ruína pelos programas FLECO2C e FLECO2H, porém apresentando resultados superestimados de força de ruína dos pilares, apresentando uma melhor aproximação quando analisado o pilar PCA4-20 pelo programa FLECO2H, que apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,98$ . O programa FLECO2C apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 0,81$  enquanto o programa FLECO2H apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,92$ . Problemas de centralização do pilar no pórtico de ensaios e imperfeições geométricas também podem ter influenciado nos resultados de estimativa da força de ruína dos pilares, o que não foi considerado nos programas.

Um fator importante que deve ser citado é que a determinação da resistência à compressão concreto e módulo de elasticidade, na pesquisa de ADORNO (2004), pode ter influenciado nos resultados, haja vista que foi obtida uma curva de crescimento da resistência à compressão do concreto com a idade e uma curva de crescimento do módulo de elasticidade com a idade do concreto. Tal procedimento não é incorreto, porém o grande

intervalo de tempo entre as determinações dos módulos de elasticidade pode ter influenciado sobremaneira na equação da curva determinada.

Para os pilares PCA4-15b, PCA4-20 e PCA4-25 as idades dos ensaios de caracterização do concreto foram: 7, 18, 21 e 61 dias após a concretagem. Verifica-se uma diferença de 40 dias entre as determinações finais da resistência à compressão do concreto e módulo de elasticidade. Caso haja uma determinação errada do módulo de elasticidade no 61º dia a curva toda será afetada.

Já para os pilares PCA4-15a, PCA4-30a e PCA-4-30b as idades dos ensaios de caracterização do concreto foram: 3, 7, 14, 21 e 28 dias após a concretagem. Percebe-se uma boa determinação da resistência do concreto e o módulo de elasticidade, porém mais uma vez, caso haja problemas nas determinações das características do concreto, o valor da equação da curva pode ser afetado. Outro fator importante é que os pilares foram ensaiados com pouca idade: PCA4-15a, 18 dias, PCA4-30a, 25 dias e PCA430b, 29 dias, podendo também ter influenciado nos resultados finais.

Verificam-se nas comparações realizadas com os pilares da pesquisa de GALANO (2008) que utilizaram o concreto auto-adensável apresentam uma rigidez inferior aos pilares que utilizaram concreto convencional vibrado “in-loco”, com o programa FLECO2H apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,98$ , e apresentando uma melhor aproximação para os dois tipos de concreto.

Para todos os pilares considerados, percebe-se uma excelente aproximação dos resultados de estimativa de força de ruína dos pilares, especialmente pelo programa FLECO2H.



### 6.3.2 Força de Fissuração

A força de fissuração dos pilares foi determinada considerando a resistência à tração do concreto ( $f_c$ ) juntamente com o módulo de elasticidade do concreto, obtendo-se a deformação específica necessária para atingir a resistência à tração do concreto. A Tabela 6.7 mostra o comparativo entre a força de fissuração observada no ensaio e a força de fissuração obtida pelos programas FLECO2C e FLECO2H.

Tabela 6.7 – Força de Fissuração numérica versus experimental - ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004)

	Modelo	e (mm)	$f_c$ (MPa)	$F_r$ (kN)	$F_{r,Fleco2C}$ (kN)	$F_r/F_{r,Fleco2C}$	$F_{r,Fleco2H}$	$F_r/F_{r,Fleco2H}$
ARAÚJO (2004)	PCA4-40	40	45,8	90	90	1,00	90	1,00
	PCA4-50	50	45,8	90	70	1,29	70	1,29
	PCA4-60	60	45,8	90	50	1,80	50	1,80
	PCA6-40	40	42,7	90	90	1,00	90	1,00
	PCA6-50	50	42,7	90	60	1,50	60	1,50
	PCA6-60	60	42,7	90	50	1,80	50	1,80
ADORNO (2006)	PCA4-15(2)	15	31,5	158	470	0,34	420	0,38
	PCA4-15a	15	38,8	300	580	0,52	500	0,60
	PCA4-15b	15	40,2	400	610	0,66	520	0,77
	PCA4-20	20	40,7	410	390	1,05	320	1,28
	PCA4-25	25	42,1	100	250	0,40	220	0,45
	PCA4-30a	30	40,5	100	140	0,71	130	0,77
	PCA4-30b	30	41,3	125	140	0,89	130	0,96

Tabela 6.8 – Resultados estatísticos de força de fissuração numérica versus experimental - ARAÚJO (2004) e ADORNO (2004)

		$F_r/F_{r,Fleco2C}$	$F_r/F_{r,Fleco2H}$
ARAÚJO (2004)	Média	1,40	1,40
	Desvio Padrão	0,36	0,36
	Coefficiente de Variação (%)	26%	26%
ADORNO (2004)	Média	0,65	0,74
	Desvio Padrão	0,26	0,31
	Coefficiente de Variação (%)	40%	42%
Geral	Média	1,00	1,05
	Desvio Padrão	0,49	0,47
	Coefficiente de Variação (%)	49%	45%

Inicialmente, percebe-se que não houve um padrão de aparecimento da primeira fissura observada, tanto nos pilares de ARAÚJO (2004) quanto nos pilares de ADORNO (2004), indicando provavelmente uma falta de precisão na obtenção da primeira fissura no ensaio. Já para os valores estimados pelos programas, percebe-se que há um padrão de diminuição da força de fissuração com o aumento da excentricidade, como esperado.

Os pilares ensaiados por ARAÚJO (2004) apresentaram bons resultados de estimativas de fissuração pelos programas FLECO2C e FLECO2H. Os programas FLECO2C e FLECO2H apresentaram valores idênticos de estimativa de força de fissuração, apresentando uma relação média de  $F_r/F_{r,Fleco2C \text{ e } Fleco2H} = 1,40$ . Para o pilar PCA4-40 esta relação foi igual a 1,00, indicando uma boa precisão dos resultados estimados em relação aos experimentais. Percebe-se que as forças de fissuração obtidas nos ensaios permaneceram as mesmas independentes do aumento da excentricidade inicial da força aplicada, indicando falhas na obtenção das forças de fissuração nos ensaios, ou problemas no sistema de vinculação adotado, que pode ter influenciado nos resultados comparativos.

Os pilares ensaiados por ADORNO (2004) apresentaram resultados superestimados de determinação da força de fissuração dos pilares pelos programas, exceto para o pilar PCA4-20, que apresentou uma relação  $F_r/F_{Fleco2C} = 1,05$  para o programa FLECO2. O programa FLECO2C apresentou uma relação média de  $F_r/F_{Fleco2C} = 0,65$ , enquanto o programa FLECO2H apresentou uma relação média de  $F_r/F_{Fleco2H} = 0,74$ . Problemas na determinação da força de fissuração no ensaio ou problemas na obtenção da resistência à compressão do concreto e módulo de elasticidade podem ter influenciado nos resultados de análise pelos programas, e que não puderam ser consideradas nas análises numéricas.

### **6.3.3 Deslocamentos Horizontais**

#### **6.3.3.1 ARAÚJO (2004)**

Da Figura 6.64 a Figura 6.69 são apresentados os resultados das análises de deslocamentos horizontais estimados pelos programas FLECO2C e FLECO2H. Os resultados de deslocamentos horizontais registrados pelos defletômetros foram limitados por seu curso, sendo necessário utilizar uma régua para medição dos deslocamentos na região central dos pilares.

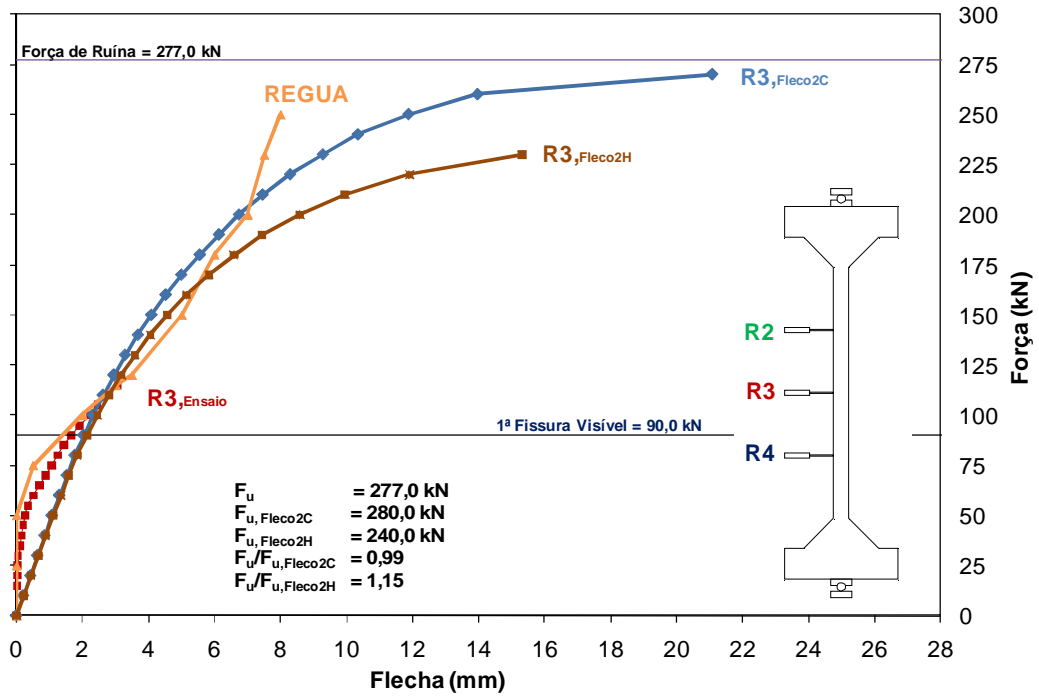


Figura 6.64 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-40

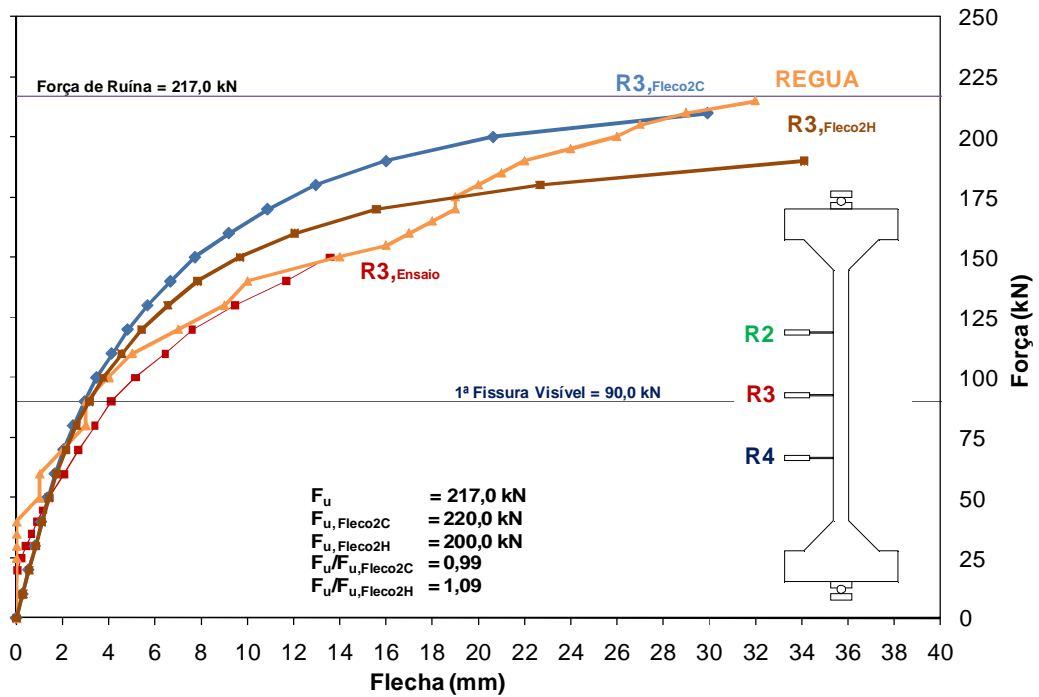


Figura 6.65 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-50

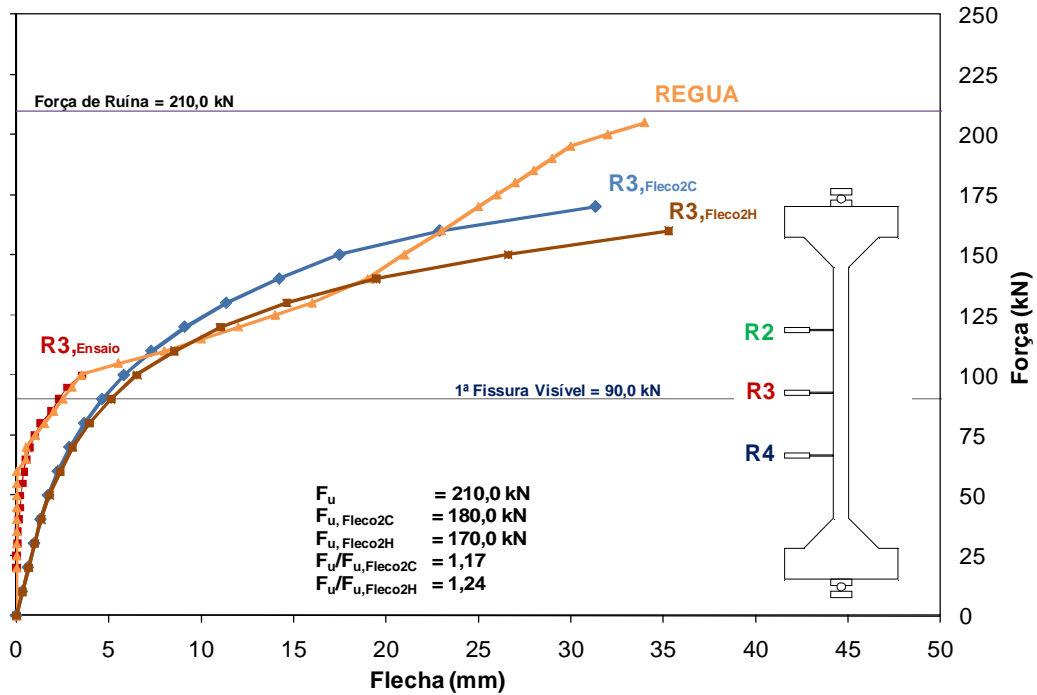


Figura 6.66 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-60

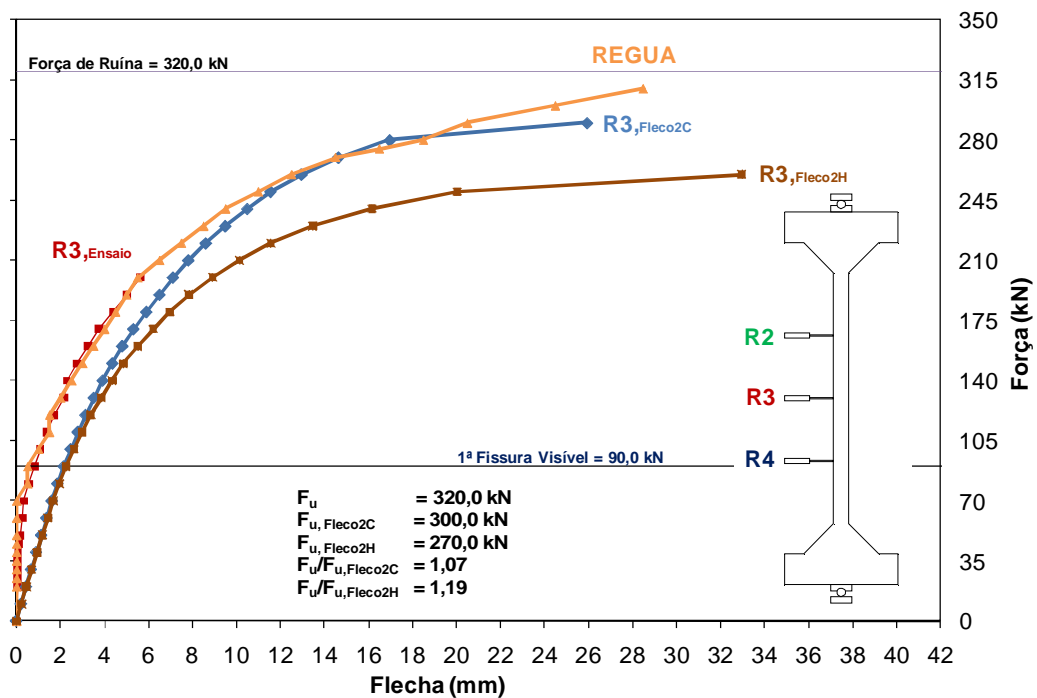


Figura 6.67 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA6-40

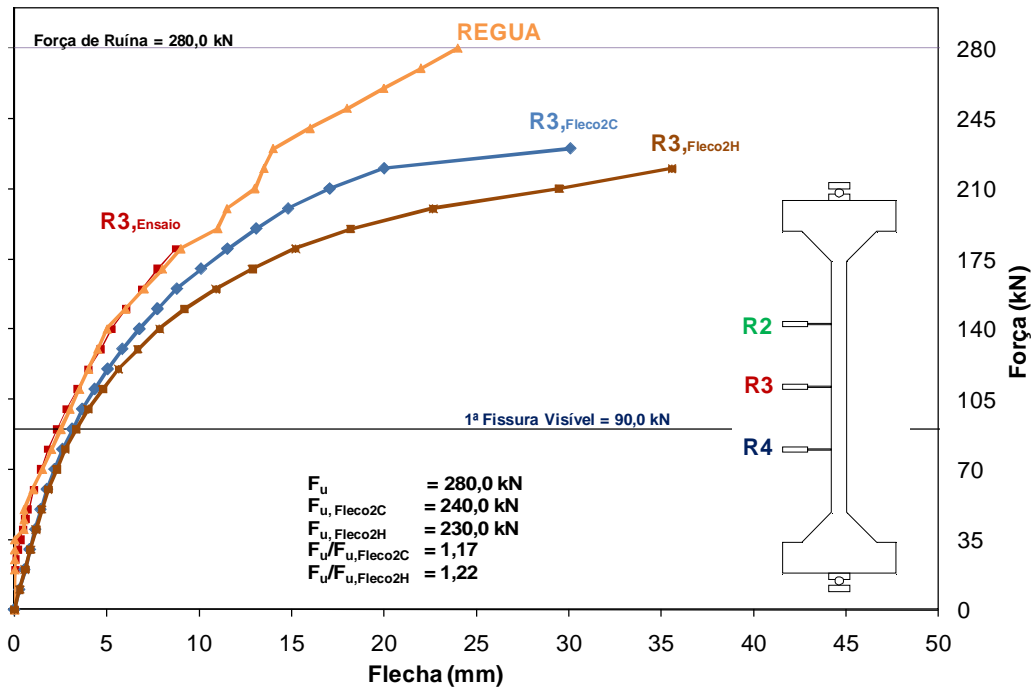


Figura 6.68 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA6-50

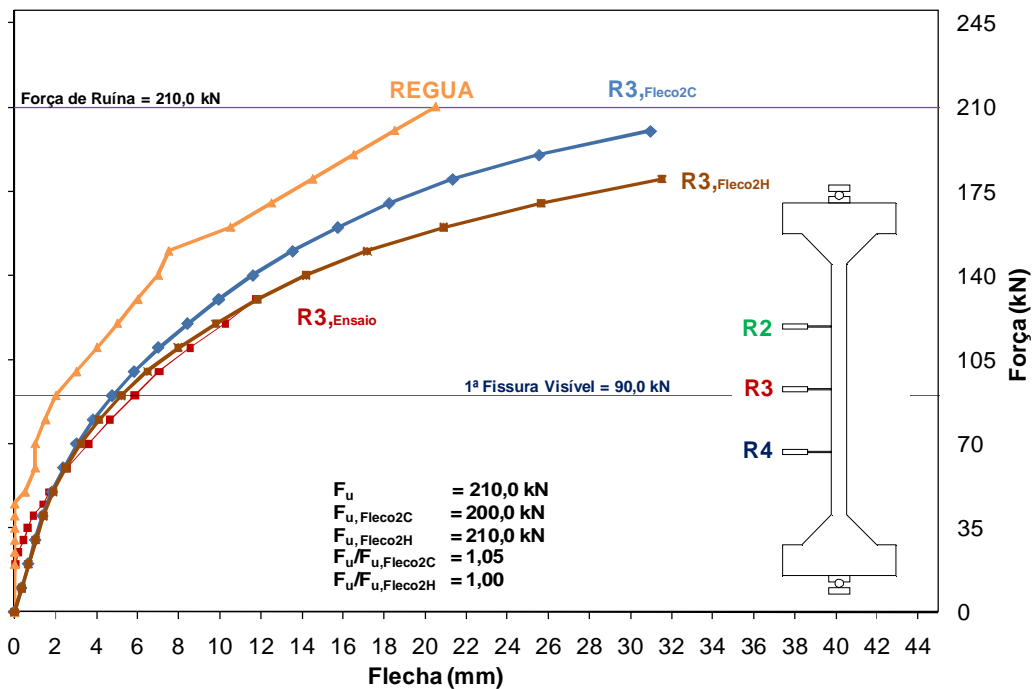


Figura 6.69 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA6-60

Percebe-se na Figura 6.64 uma acomodação do pilar PCA4-40 até uma força próxima a 50 kN, onde o pilar ensaiado passou a apresentar um comportamento inadequado e irregular, evidenciado pelos deslocamentos obtidos pela régua de medição central. Os

resultados dos programas mostraram valores interessantes de deslocamentos horizontais, inclusive com uma mudança na direção da curva após o aparecimento da primeira fissura observada no ensaio, indicando que provavelmente erros de leitura foram efetuados pela régua de medição.

Para o pilar PCA4-50 verifica-se que os resultados obtidos pelos programas são válidos, apresentando valores próximos uma tendência obtida pela régua de medição. Os programas também apresentaram uma mudança de inclinação da curva para uma força de 80 kN, indicando uma fissuração do pilar. As estimativas de força de ruína mostraram-se bastante precisas em relação às obtidas no ensaio, apresentando uma relação entre a força de ruína do ensaio e a força de ruína obtida pelos programas próximos a 1,00.

Percebe-se uma grande acomodação do pilar PCA4-60, apresentando valores muito pequenos de deslocamentos horizontais, diferentemente do estimado pelos programas, inclusive em relação aos pilares PCA4-50, indicando possivelmente problemas no sistema de vinculação adotado. Os resultados obtidos pelos programas mostraram-se bastante conservadores, indicando um possível erro de centralização do pilar no pórtico de ensaios. Provavelmente melhores resultados seriam obtidos caso fosse considerado uma excentricidade inicial menor nos programas.

Para o pilar PCA6-40, percebe-se também uma acomodação do pilar nos primeiros carregamentos, indicando possíveis problemas no sistema de vinculação, apresentando valores de rigidez maiores que os obtidos pelos programas. Após o aparecimento da primeira fissura, observa-se uma boa aproximação dos valores de deslocamentos horizontais obtidos pelos programas em relação aos obtidos no ensaio, especialmente em relação aos valores estimados pelo programa FLECO2C. O programa FLECO2H apresentou resultados mais conservadores, como esperado.

Observa-se na Figura 6.68 uma boa aproximação dos resultados dos programas em relação aos resultados obtidos nos ensaios para o pilar PCA6-50, com os resultados dos programas apresentando valores mais conservadores. O pilar PCA6-50 apresentou um comportamento mais rígido em relação aos valores obtidos pelos programas, indicando pequenos erros de centralização do pilar no pórtico ou imperfeições geométricas no pilar, o que não foi considerado nos programas.

Para o pilar PCA-6-60 foram obtidos bons resultados de estimativa de deslocamentos horizontais pelos programas em relação aos obtidos no ensaio. Verifica-se um comportamento muito aproximado do defletômetro R3 em relação ao estimado pelo programa FLECO2H. Já o programa FLECO2C apresentou valores próximos aos obtidos pela régua de medição central, indicando uma boa precisão dos resultados numéricos em relação aos experimentais. Os programas também apresentaram valores muito próximos de força de ruína, com uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 1,05$  para o programa FLECO2C e  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 1,00$  para o programa FLECO2H. Verifica-se novamente uma acomodação do pilar ensaiado até uma força próximo a 35 kN, indicando problemas no sistema de vinculação adotado.

### 6.3.3.2 ADORNO (2004)

Da Figura 6.70 a Figura 6.76 são apresentados os resultados das análises de deslocamentos horizontais estimados pelos programas FLECO2C e FLECO2H.

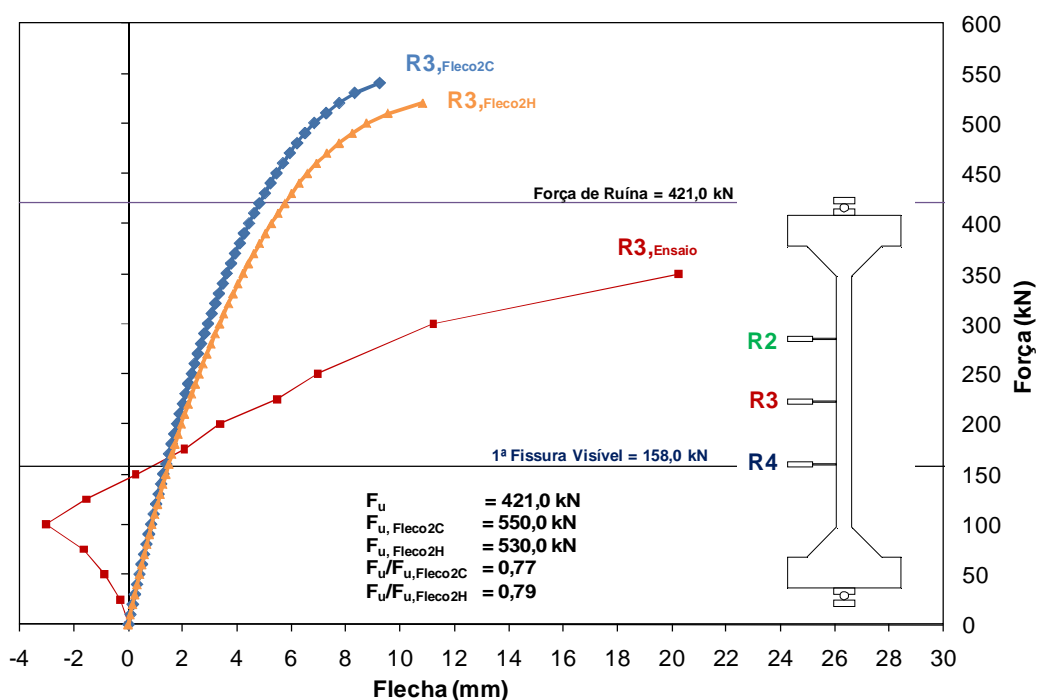


Figura 6.70 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-15(2)

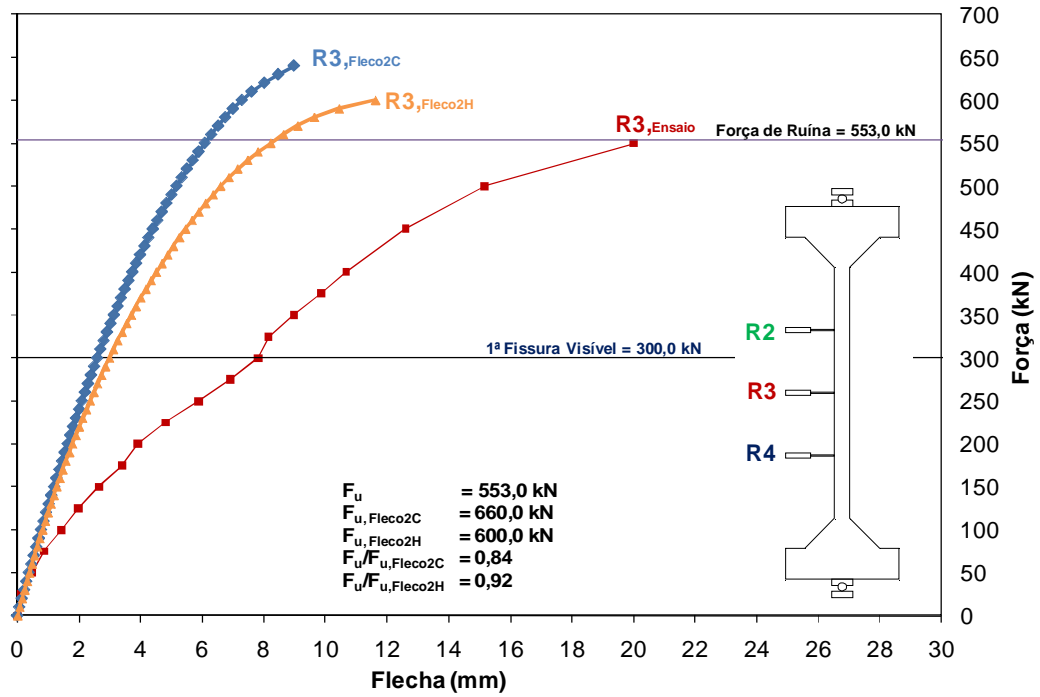


Figura 6.71 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-15a

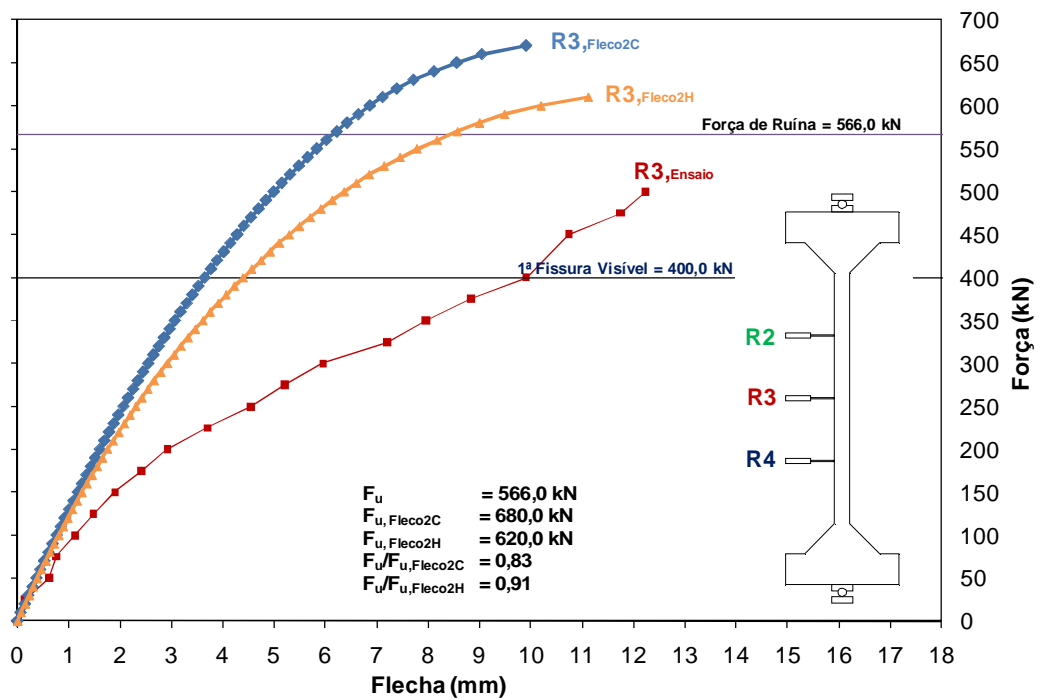


Figura 6.72 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-15b



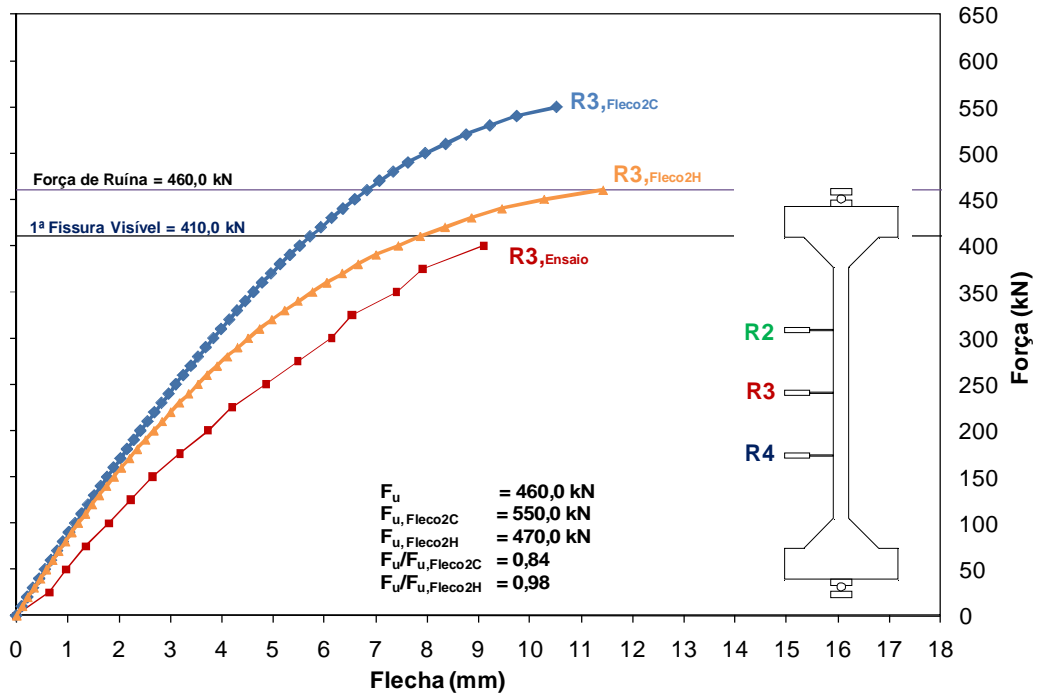


Figura 6.73 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-20

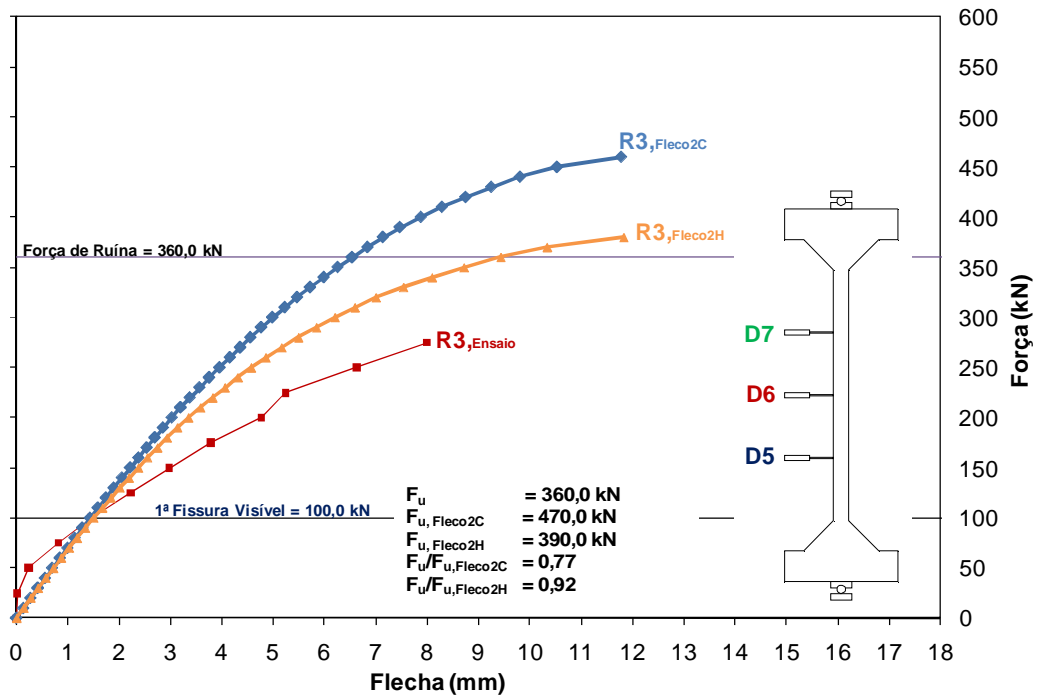


Figura 6.74 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-25

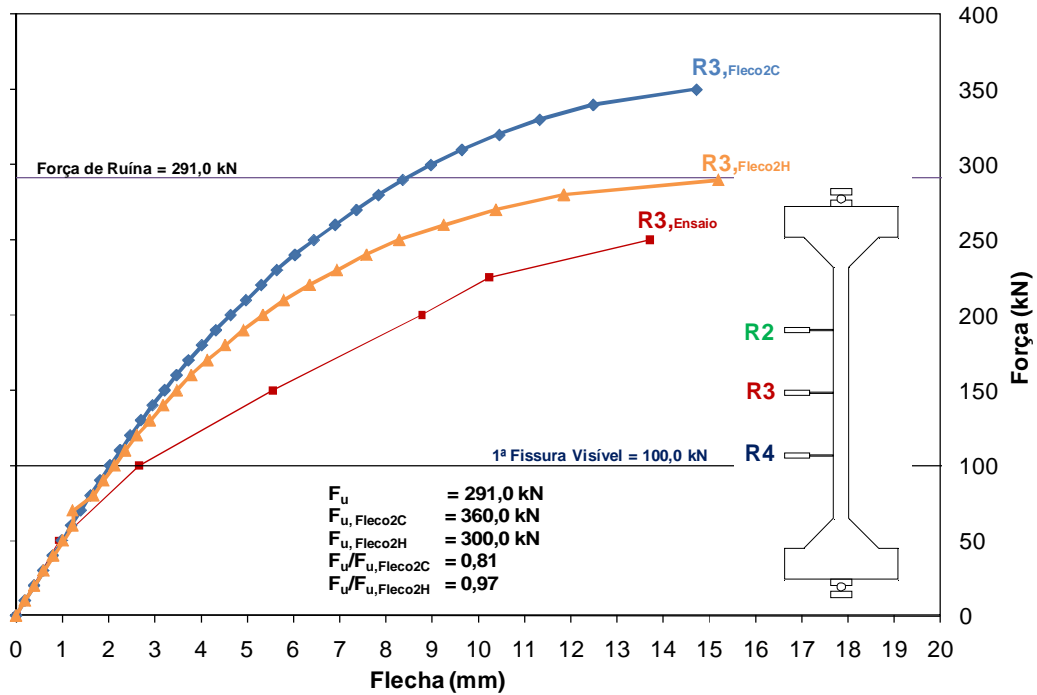


Figura 6.75 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-30a

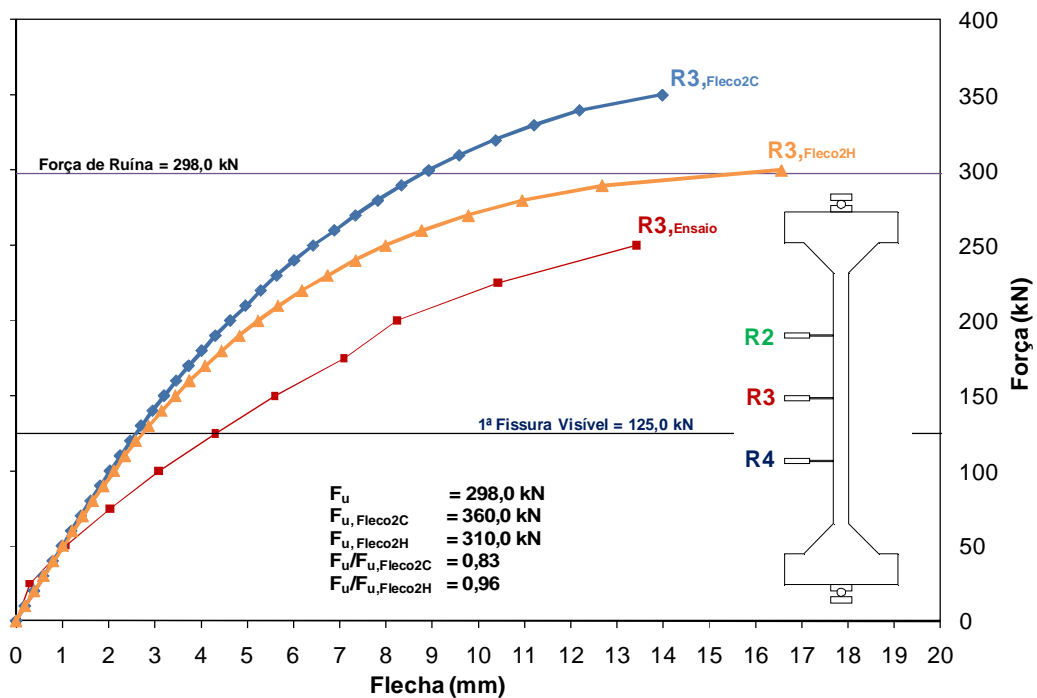


Figura 6.76 – Deslocamentos horizontais – Numérico x Experimental – PCA4-30b

O pilar PCA4-15(2) apresentou resultados incoerentes no ensaio, com um comportamento irregular, indicado pelos deslocamentos horizontais registrados pelo defletômetro R3, como se observa na Figura 6.70.

Os demais pilares PCA4-15a e PCA-4-15b apresentaram valores semelhantes de comportamento durante os ensaios com forças de ruína bastante próximas entre si. Já os programas FLECO2C e FLECO2H apresentaram valores superestimados de resistência do pilar, indicando imperfeições geométricas nos pilares ou erros na centralização do pilar no pórtico, indicando uma grande dificuldade de se aplicar uma excentricidade muito pequena no centro do pilar, como verificado, também, na presente pesquisa.

Para o pilar PCA4-20 verifica-se um bom comportamento do pilar em relação aos valores estimados pelos programas FLECO2C e FLECO2H. O programa FLECO2H apresentou valores mais aproximados do comportamento obtido no ensaio, com uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,98$ . Já o programa FLECO2H apresentou valores superestimados de resistência, apresentando também uma rigidez maior do pilar nas fases de carregamento, como se observa na Figura 6.73.

O pilar PCA4-25 apresentou bons resultados de estimativa de deslocamentos horizontais pelo programa FLECO2H, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2H} = 0,92$  como se verifica na Figura 6.74. O pilar ensaiado apresentou uma acomodação após a força de 25 kN, indicando problemas na vinculação do pilar, e que não foi considerado nos programas. O programa FLECO2C apresentou valores superestimados de resistência última dos pilares, apresentando uma relação  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 0,77$ , indicando possíveis erros de centralização do pilar no pórtico ou imperfeições geométricas no pilar.

O programa FLECO2H apresentou bons resultados de estimativa de deslocamentos horizontais em relação aos obtidos nos pilares PCA4-30a e PCA4-30b, que apresentaram valores muito aproximados de comportamento durante os ensaios. Verifica-se que os programas apresentaram uma mudança na direção da curva após o aparecimento da primeira fissura, indicando que a fissuração ocorreu próximo a uma força de 100 kN. O programa FLECO2C superestimou a resistência última dos pilares, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,Fleco2C} = 0,82$  em relação aos dois ensaios, indicando possíveis problemas na centralização do pilar no pórtico ou imperfeições geométricas no pilar.

## 6.4 INFLUÊNCIA DA EXCÊNTRICIDADE

Para a avaliação da influência da excentricidade e esbelteza, os dados dos ensaios dos pilares das Séries 1, 2 e 3, foram comparados aos da série PCA6 do trabalho de ARAÚJO (2004), que ensaiou pilares com a mesma seção transversal, porém com altura de 2 m, enquanto no presente trabalho os pilares possuíam altura de 3m. A Figura 6.77 mostra a comparação da força última relativa entre os pilares do presente trabalho com os pilares da série PCA6 de ARAÚJO (2004).

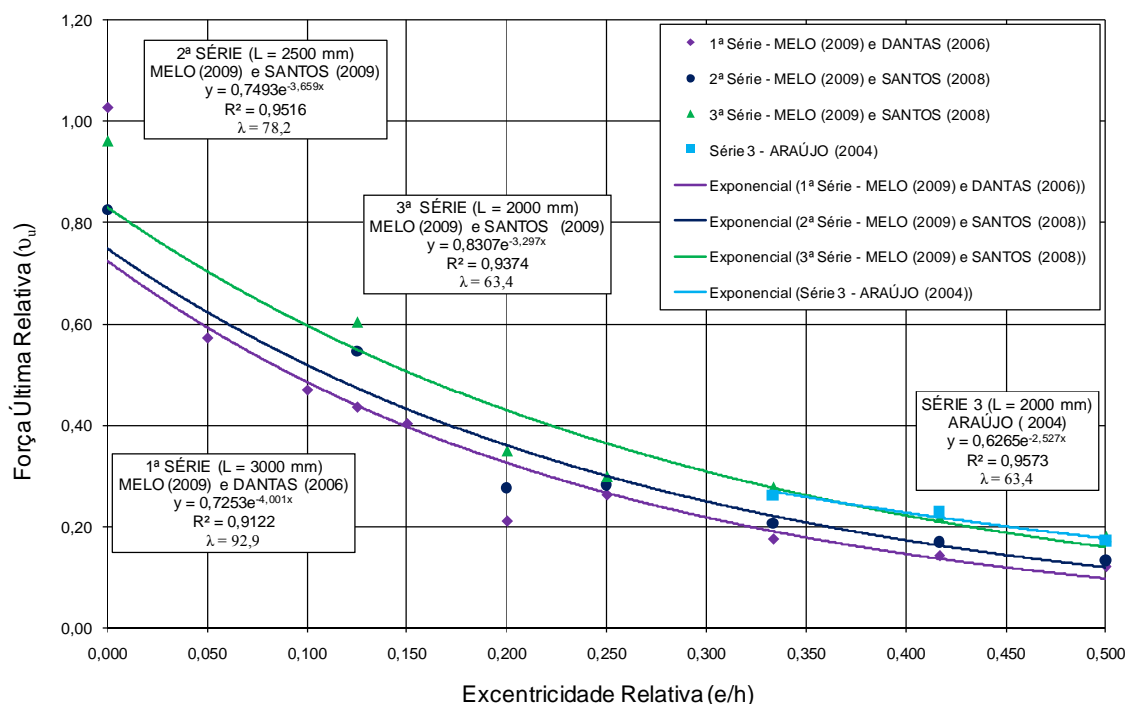


Figura 6.77 – Força última relativa  $v_u$  versus excentricidade relativa  $e/h$

O gráfico da Figura 6.77 apresenta resultados bem ajustados pela equação exponencial, com exceção dos pilares PFN 24-3 e PFN 24-2, com excentricidade relativa  $e/h = 0,2$ , confirmando as hipóteses de haver problemas na centralização da força, problemas de geometria do pilar ou variação na seção transversal do pilar, que fizeram com que a força de ruína fosse inferior à prevista.

Para o pilar PFN 24-2,5, aparentemente o ponto com excentricidade relativa  $e/h = 0,2$  está fora da curva, porém os resultados dos pilares PFN 30-2,5, PFN 40-2,5 e PFN 50-2,5 indicaram que o pilar apresentou uma força de ruína superior à estimada pelos programas,

indicando que os pontos de excentricidade relativa para estes pilares apresentariam valores menores, ajustando melhor a curva.

Percebe-se que o índice de esbeltez influi bastante na força de ruína dos pilares, como esperado. Os pilares com excentricidade de 40, 50 e 60 mm do presente trabalho apresentaram uma força última relativa de 67 %, 62 % e 70 % da força última relativa dos pilares da série PCA6 do trabalho de ARAÚJO (2004), evidenciando a influência da esbeltez do pilar na resistência última.

É importante salientar que a curva de tendência de forma exponencial dos pilares ensaiados não abrange todos os pontos de excentricidades relativas  $e/h$ , porém já apresenta bons resultados, apesar de necessitar de mais pontos no trecho inicial  $e/h$ . A curva relativa aos ensaios da série PCA6 de ARAÚJO é menos representativa, necessitando de mais ensaios para obtenção de curvas de tendência mais confiáveis.

Vale ressaltar ainda que ensaios de pilares com excentricidade relativa próximas a zero são difíceis de serem realizados, pois são variações muito pequenas em relação à altura da seção transversal, e necessitam de muita precisão na forma, sistema de ensaio, aparelhos de apoio e seção transversal do pilar, tal como verificado nas análises numéricas.

## **6.5 ANÁLISE PARAMÉTRICA**

### **6.5.1 Equações para a determinação da força de ruína dos pilares**

Para dar uma contribuição ao estudo de pilares de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal, foi realizado um estudo para determinar a força de ruína dos pilares diretamente pelo uso de equações que ajustam melhor os valores obtidos nos ensaios dos modelos com os programas.

As características adotadas dos materiais foram:  $f_c = 40$  MPa,  $E_c = 30,7$  GPa,  $f_y = 500$  MPa e  $E_y = 189$  GPa. Os pilares possuíam comprimento de 3000 mm, 2500 mm e 2000 mm, com índice de esbeltez igual a 92,7, 71,5 e 52,2, respectivamente, com taxas mecânicas de armaduras iguais a 0,196 (6 $\Phi$ 10) e 0,131 (4 $\Phi$ 10). Os pilares com taxa mecânica de

armadura igual a 0,196 equivalem aos da presente pesquisa e os pilares com taxa mecânica igual a 0,131 equivalem aos da pesquisa de ADORNO (2004) e alguns modelos de ARAÚJO (2004).

A Figura 6.78 e a Figura 6.79 mostra os gráficos das curvas polinomiais com as respectivas equações de ajuste para a determinação da força última relativa para taxas mecânicas de armadura igual a 0,196 e 0,131, respectivamente.

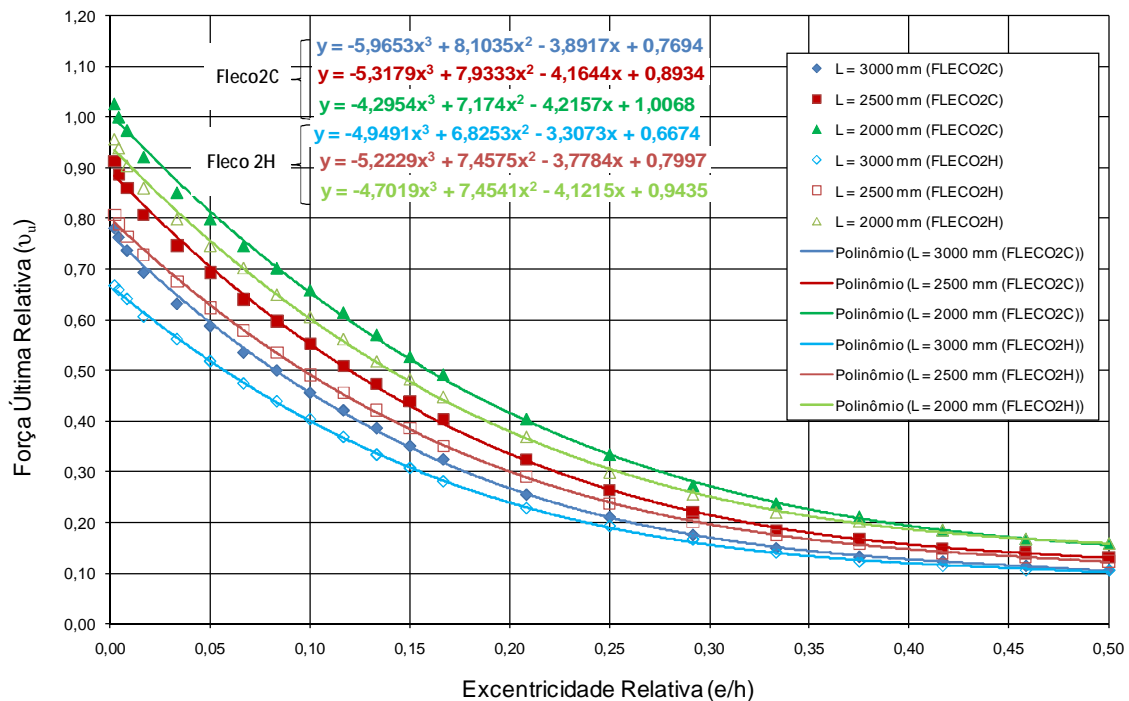


Figura 6.78 – Equações para a determinação da força última relativa em função da excentricidade relativa ( $\omega = 0,196$ ) – FLECO2C e FLECO2H

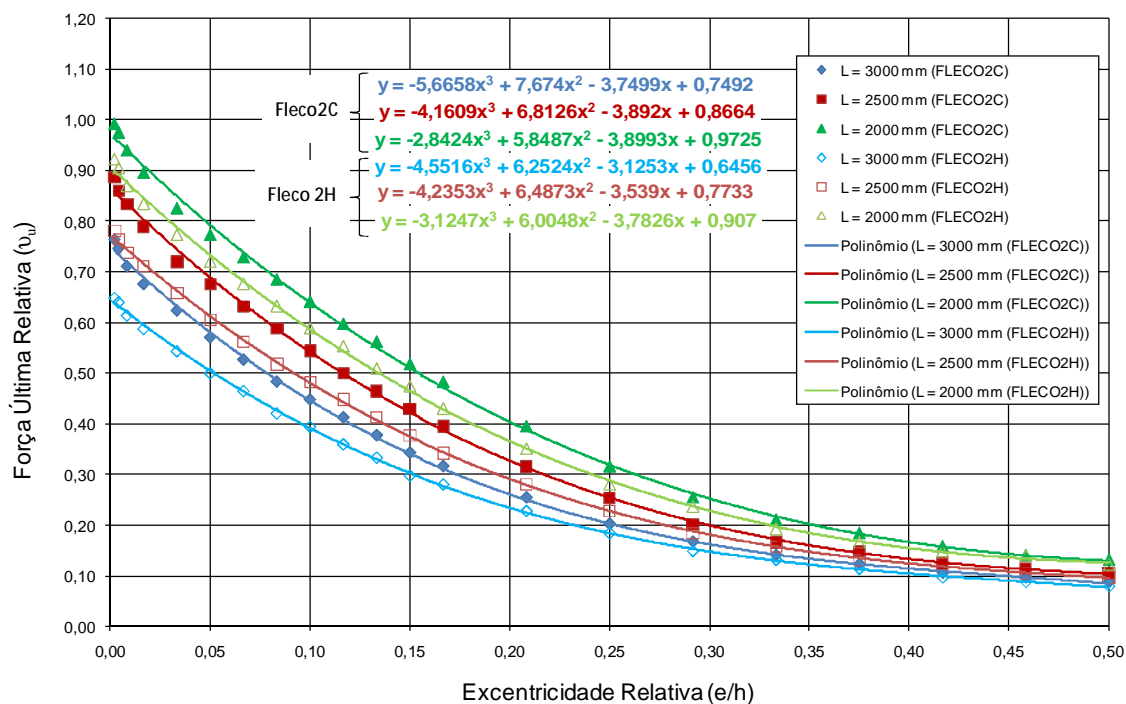


Figura 6.79 – Equações para a determinação da força última relativa em função da excentricidade relativa ( $\omega = 0,131$ ) – FLECO2C e FLECO2H

Percebe-se nas figuras acima uma tendência dos pilares apresentarem uma força de ruína próxima à força de flexão, com as retas tendendo a se encontrar para excentricidades relativas além de 0,5, o que era esperado.

Verifica-se que na medida em que a excentricidade relativa diminui, a diferença entre a força última pelo programa FLECO2H apresenta valores mais conservadores em relação ao programa FLECO2C. Isso pode ser justificado pela relação constitutiva utilizada no programa FLECO2H que apresenta uma rigidez inferior do concreto em relação ao programa FLECO2C, evidenciando a grande contribuição do concreto para excentricidades relativas pequenas.

Para os pilares com taxa mecânica de armadura igual a 0,196, verificou-se uma redução média de 10,0 % da força de última relativa para excentricidade relativa  $e/h = 0$  e uma redução média de 2,1 % da força última relativa para excentricidade relativa  $e/h = 0,5$ , quando utilizado o programa FLECO2H em comparação com os resultados do programa FLECO2C.

Já para os pilares com taxa mecânica de armadura igual a 0,131, a redução média da força última relativa variou de 10,4 % a 6,1 %, para excentricidades relativas variando de zero a 0,5, quando utilizado o programa FLECO2H em relação aos resultados obtidos pelo programa FLECO2C.

O programa FLECO2H apresentou resultados mais conservadores de força de última relativa para uma mesma excentricidade relativa em relação ao programa FLECO2C para todos os pilares testados.

Em relação à variação da taxa mecânica de armadura (redução de 33,3%), observou-se que para excentricidades relativas até 0,20 a taxa mecânica de armadura apresentou pouca influência na força última relativa em relação aos pilares testados ( $\omega = 0,196$  e  $\omega = 0,131$ ), apresentando uma redução média de 3,5 % da força última relativa quando comparados os resultados pelos programas FLECO2C e FLECO2H.

Para excentricidades relativas de 0,5 o programa FLECO2C apresentou uma redução média da força última relativa de 18 % para uma redução da taxa mecânica de armadura de 33,3 %, enquanto que o programa FLECO2H apresentou uma redução média da força última de 23 %. Já para excentricidades relativas acima de 0,20 a contribuição da armadura longitudinal passa ser importante na força de ruína dos pilares quando comparado com os resultados dos programas FLECO2C e FLECO2H.

### **6.5.2 Discretização adequada dos pilares**

Foi mostrado no Capítulo 5 a discretização adotada nos modelos, para o cálculo do momento estático de área para a determinação dos deslocamentos horizontais, utilizados nos programas FLECO2C e FLECO2H. Todos os pilares foram discretizados em sete seções, iniciando-se no apoio superior e terminando no centro do pilares.

Para obter uma discretização adequada foram realizados testes para se determinar a influência da discretização nos resultados obtidos dos pilares, variando-se as seções até que houvesse uma estabilização dos deslocamentos horizontais no centro dos pilares. Para o teste foi utilizado os pilares PFN 15-3, PFN30-3 e PFN 60-3 por apresentarem uma



esbeltez maior e praticamente estarem na faixa completa dos pilares ensaiados. A Figura 6.80 mostra o gráfico do deslocamento horizontal na região central dos pilares em função do número de seções analisadas.

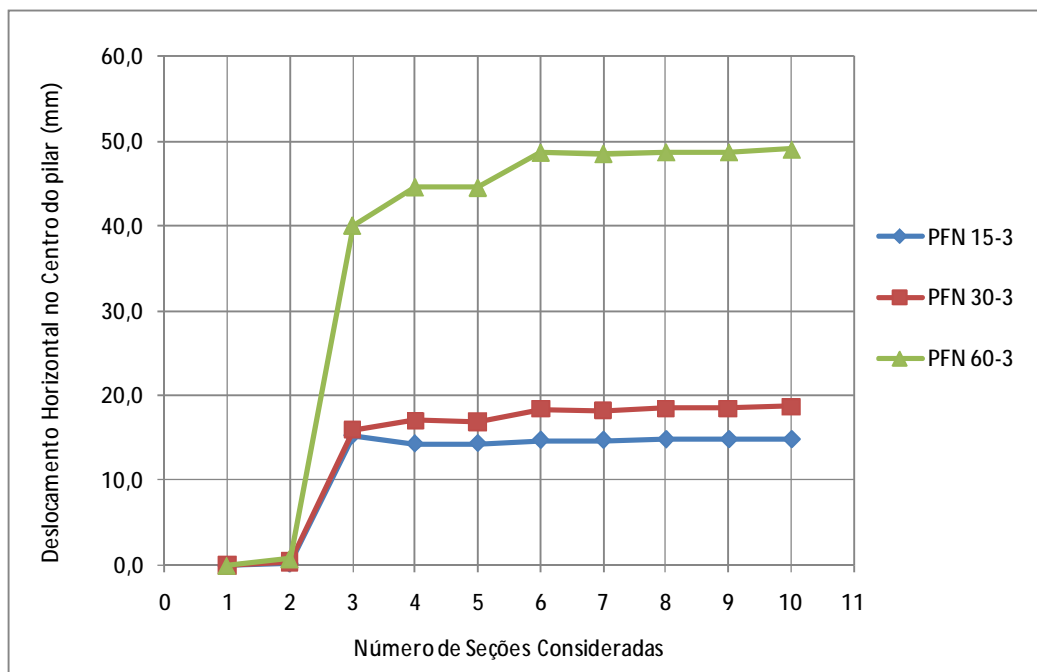


Figura 6.80 – Deslocamento horizontal em função do número de seções analisadas

Verifica-se no gráfico que a partir de seis seções, os resultados já apresentam uma tendência de convergência de resultados, com os deslocamentos horizontais apresentando valores bastante próximos entre si. Vale ressaltar que a partir de seis seções consideradas os valores da força de ruína permaneceram inalterados.

Outro ponto importante é que existe uma tendência de aumento do número de seções consideradas com o aumento da excentricidade relativa.

Para testes em pilares diferentes dos analisados na presente pesquisa, recomenda-se utilizar no mínimo sete seções, porém sempre realizando um teste para se determinar a discretização mais adequada, dependendo do tipo de pilar que será modelado.

## **6.6 ESTIMATIVAS DA FORÇA DE RUÍNA PELAS NORMAS ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2002 E MC- CEB (1990)**

Nesta seção são apresentados os resultados das forças de ruína estimadas pelos processos aproximados da ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2002 e MC- CEB (1990). Os processos aproximados calculam de forma aproximada o valor da excentricidade total levando-se em consideração os efeitos de segunda ordem dos pilares. Para a ABNT NBR 6118:2003 foram utilizados dois processos aproximados: Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada e Método do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada.

Os coeficientes de segurança tanto dos esforços solicitantes quanto dos esforços resistentes para a elaboração da curva de interação foram desconsiderados. O objetivo é verificar quanto os processos aproximados ajustam os resultados obtidos nos ensaios da presente pesquisa, juntamente com os ensaios de ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004).

Os valores da força normal ( $N$ ) e excentricidade de primeira ordem ( $e_1$ ) foram considerados no cálculo da excentricidade total ( $e_{tot}$ ) para cada passo de força (10 kN), onde foi possível se determinar o valor do momento final ( $M$ ) considerando os efeitos de segunda ordem de forma aproximada para cada passo de força. Os valores da força axial ( $N$ ) e momento ( $M$ ) foram desenhados juntamente com o gráfico da curva de interação do pilar.

A curva de interação nominal corresponde à resistência nominal da seção do pilar, não sendo considerados coeficientes de redução das resistências do concreto e do aço.

A força de ruína pelas normas é determinada pelo ponto onde a reta formada pelos pontos  $M$  e  $N$  cruza o diagrama de interação da seção do pilar. Para efeito de comparação com os resultados dos ensaios foi utilizado apenas o valor da força axial  $N$  no instante da ruína.

Da Figura 6.81 à Figura 6.84 são apresentadas graficamente a evolução das forças até a ruína dos pilares da Série 1, estimadas pelos processos aproximados das normas ABNT NBR 6118:2003, ACI 318:2002 e MC- CEB (1990). O mesmo procedimento foi repetido para os pilares das Séries 2 e 3, juntamente com os pilares ensaiados por ADORNO (2004) e ARAÚJO (2004).

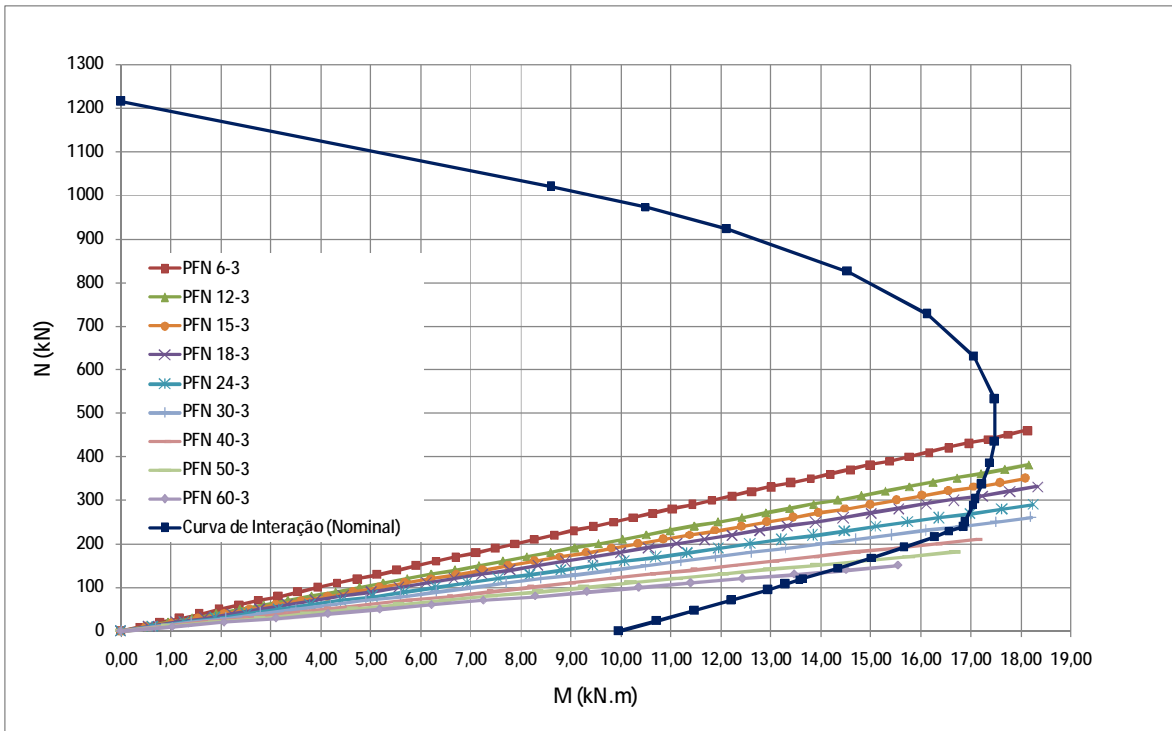


Figura 6.81 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 pelo Método do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada – ABNT NBR 6118:2003

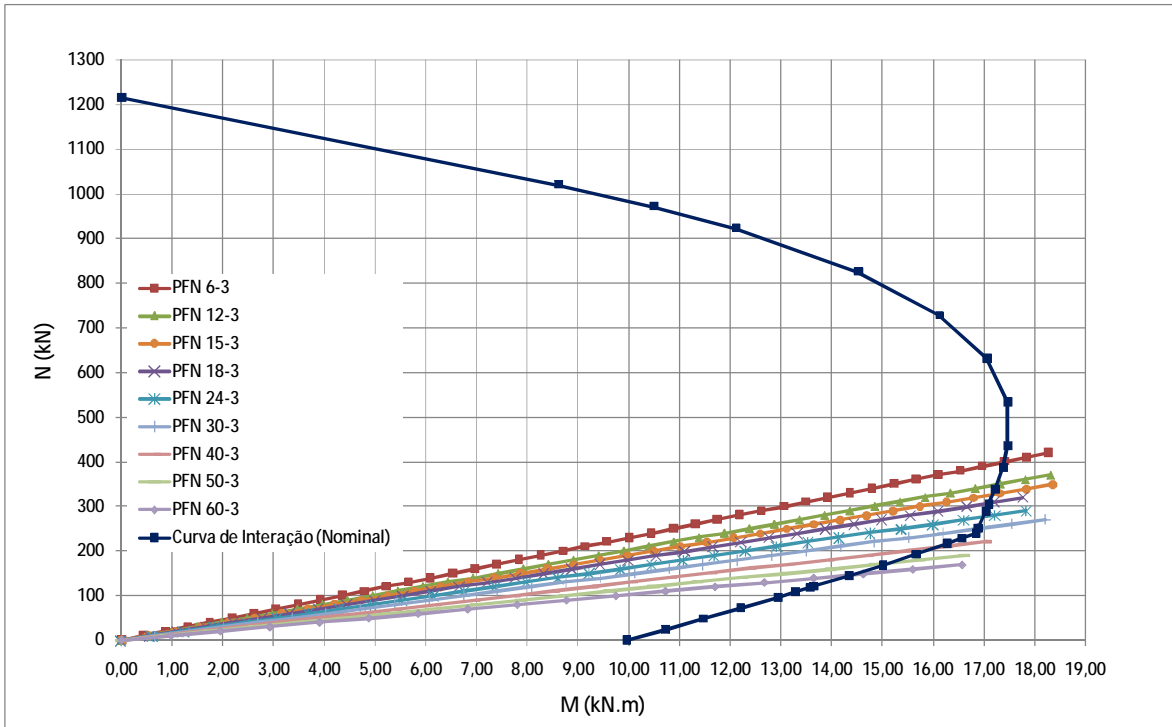


Figura 6.82 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 pelo Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada – ABNT NBR 6118:2003

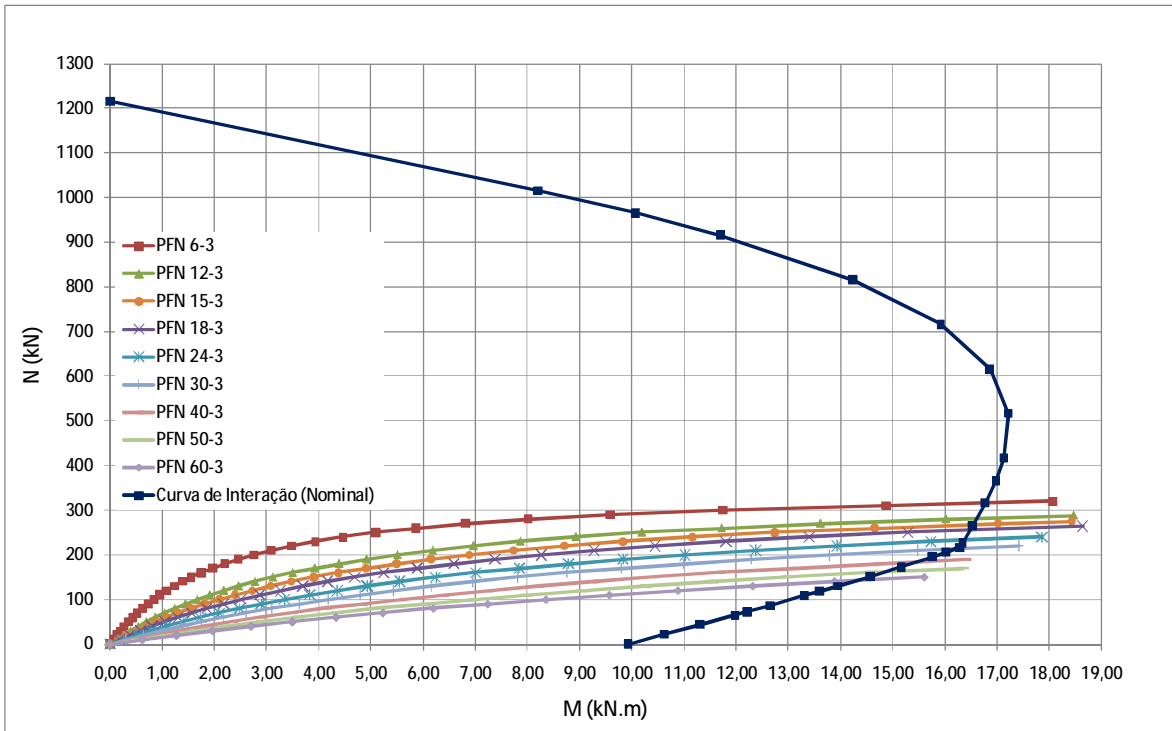


Figura 6.83 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 – ACI 318:2002

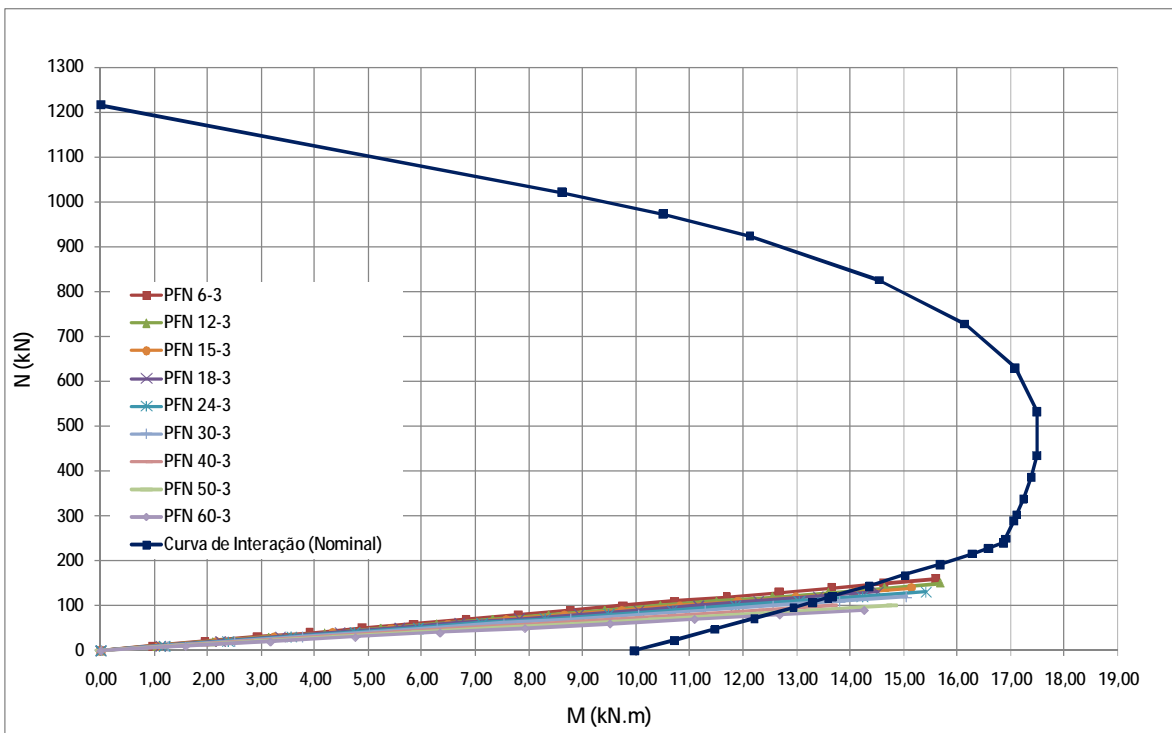


Figura 6.84 – Estimativa da força de ruína dos pilares da Série 1 – MC-CEB (1990)

Visualmente, percebe-se que o método aproximado para o cálculo dos efeitos de segunda ordem pelo MC-CEB (1990) apresenta resultados mais conservadores em relação aos processos aproximados das normas ABNT NBR 6118:2003 e ACI 318:2002.

Para todos os métodos, percebe-se a influência da excentricidade inicial na resistência final dos pilares ensaiados, como esperado. Os resultados das forças de ruína pelas normas em comparação com as forças obtidas nos ensaios de laboratório foram consolidados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Comparação entre as forças últimas estimadas pelas normas versus forças experimentais

	Modelo	e (mm)	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>u,NBR (a)</sub> (kN)	F <sub>u</sub> /F <sub>u, NBR (a)</sub>	F <sub>u,NBR (b)</sub> (kN)	F <sub>u</sub> /F <sub>u, NBR (b)</sub>	F <sub>u,ACI</sub> (kN)	F <sub>u</sub> /F <sub>u, ACI</sub>	F <sub>u,CEB</sub> (kN)	F <sub>u</sub> /F <sub>u, CEB</sub>
MELO (2009) Série 1 (L=3,0 m)	PFN 6-3	6	652,0	450,0	1,45	400,0	1,63	315,0	2,07	160,0	4,08
	PFN 12-3	12	535,0	360,0	1,49	350,0	1,53	285,0	1,88	150,0	3,57
	PFN 15-3	15	446,5	330,0	1,35	330,0	1,35	270,0	1,65	140,0	3,19
	PFN 18-3	18	460,5	303,0	1,52	300,0	1,54	255,0	1,81	130,0	3,54
	PFN 24-3	24	241,0	290,0	0,83	275,0	0,88	230,0	1,05	115,0	2,10
	PFN 30-3	30	254,8	250,0	1,02	250,0	1,02	215,0	1,19	105,0	2,43
	PFN 40-3	40	170,2	180,0	0,95	200,0	0,85	180,0	0,95	100,0	1,70
	PFN 50-3	50	155,0	160,0	0,97	165,0	0,94	160,0	0,97	85,0	1,82
MELO (2009) Série 2 (L=2,5 m)	PFN 15-2.5	15	670,4	520,0	1,29	430,0	1,56	360,0	1,86	200,0	3,35
	PFN 24-2.5	24	360,8	390,0	0,93	340,0	1,06	300,0	1,20	165,0	2,19
	PFN 30-2.5	30	336,0	340,0	0,99	300,0	1,12	270,0	1,24	145,0	2,32
	PFN 40-2.5	40	246,0	265,0	0,93	250,0	0,98	230,0	1,07	140,0	1,76
	PFN 50-2.5	50	201,2	215,0	0,94	210,0	0,96	200,0	1,01	120,0	1,68
	PFN 60-2.5	60	164,8	180,0	0,92	185,0	0,89	170,0	0,97	100,0	1,65
MELO (2009) Série 3 (L=2,0 m)	PFN 15-2	15	662,0	700,0	0,95	550,0	1,20	480,0	1,38	300,0	2,21
	PFN 24-2	24	456,0	510,0	0,89	435,0	1,05	380,0	1,20	250,0	1,82
	PFN 30-2	30	317,0	430,0	0,74	380,0	0,83	330,0	0,96	220,0	1,44
	PFN 40-2	40	294,4	335,0	0,88	300,0	0,98	280,0	1,05	180,0	1,64
	PFN 50-2	50	232,0	270,0	0,86	240,0	0,97	240,0	0,97	150,0	1,55
	PFN 60-2	60	198,4	225,0	0,88	200,0	0,99	200,0	0,99	135,0	1,47
ADORNO (2004)	PCA4-15(2)	15	421,0	670,0	0,63	540,0	0,78	440,0	0,96	275,0	1,53
	PCA4-15a	15	553,0	670,0	0,83	530,0	1,04	465,0	1,19	275,0	2,01
	PCA4-15b	15	566,0	670,0	0,84	530,0	1,07	465,0	1,22	275,0	2,06
	PCA4-20	20	460,0	560,0	0,82	450,0	1,02	405,0	1,14	240,0	1,92
	PCA4-25	25	360,0	475,0	0,76	390,0	0,92	355,0	1,01	210,0	1,71
	PCA4-30a	30	291,0	400,0	0,73	340,0	0,86	320,0	0,91	185,0	1,57
	PCA4-30b	30	298,0	300,0	0,99	340,0	0,88	320,0	0,93	185,0	1,61
ARAÚJO (2004)	PCA4-40	40	277,0	305,0	0,91	275,0	1,01	250,0	1,11	145,0	1,91
	PCA4-50	50	217,0	240,0	0,90	210,0	1,03	210,0	1,03	120,0	1,81
	PCA4-60	60	210,0	185,0	1,14	185,0	1,14	185,0	1,14	110,0	1,91
	PCA6-40	40	320,0	335,0	0,96	300,0	1,07	275,0	1,16	180,0	1,78
	PCA6-50	50	280,0	275,0	1,02	255,0	1,10	235,0	1,19	155,0	1,81
	PCA6-60	60	210,0	230,0	0,91	215,0	0,98	200,0	1,05	135,0	1,56

onde:

NBR<sub>(a)</sub> – Método do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada (ABNT NBR 6118:2003);

NBR<sub>(b)</sub> – Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada (ABNT NBR 6118:2003);

ACI – Método aproximado do ACI 318:2002;

CEB – Método aproximado do MC- CEB (1990).

Tabela 6.10 – Resultados estatísticos da força de ruína pelas normas versus experimental

		$F_u/F_{u,NBR(a)}$	$F_u/F_{u,NBR(b)}$	$F_u/F_{u,ACI}$	$F_u/F_{u,CEB}$
MELO (2009) Série 1 (L=3,0 m)	Média	1,18	1,19	1,39	2,69
	Desvio Padrão	0,27	0,32	0,46	0,92
	Coefficiente de Variação (%)	23%	27%	33%	34%
MELO (2009) Série 2 (L=2,5 m)	Média	1,00	1,10	1,23	2,16
	Desvio Padrão	0,15	0,24	0,33	0,65
	Coefficiente de Variação (%)	15%	22%	27%	30%
MELO (2009) Série 3 (L=2 m)	Média	0,87	1,00	1,09	1,69
	Desvio Padrão	0,07	0,12	0,17	0,29
	Coefficiente de Variação (%)	8%	12%	15%	17%
ADORNO (2004)	Média	0,80	0,94	1,05	1,77
	Desvio Padrão	0,11	0,11	0,13	0,22
	Coefficiente de Variação (%)	14%	12%	12%	12%
ARAÚJO (2004)	Média	0,97	1,05	1,11	1,79
	Desvio Padrão	0,09	0,06	0,06	0,13
	Coefficiente de Variação (%)	9%	6%	6%	7%
Geral	Média	0,98	1,06	1,19	2,07
	Desvio Padrão	0,21	0,22	0,31	0,67
	Coefficiente de Variação (%)	22%	20%	26%	33%

Foi verificado que resultados dos pilares da Série 1 com excentricidade relativa  $e/h \leq 0,15$  apresentam uma maior dispersão entre os demais, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(a)}$  igual a 1,45 para o método aproximado do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada e uma relação  $F_u/F_{u,NBR(b)}$  igual a 1,51 para o método aproximado do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada. O método aproximado do ACI 318:2002 apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,85, enquanto o MC-CEB (1990) apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 3,59, subestimando a força de ruína desses pilares.

Os demais pilares da Série 1 ( $e/h > 0,15$ ) apresentaram bons resultados de estimativa de força de ruína pelos métodos aproximados da ABNT NBR 6118:2003, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(a)}$  igual a 0,95 para o método aproximado do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada e uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(b)}$  igual a 0,92 para o método aproximado do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada. O método do ACI 318:2002 foi o que apresentou melhores resultados, nesse caso, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,02. O método aproximado do MC-CEB (1990) apresentou resultados muito conservadores, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 1,96.

Considerando todos os pilares da Série 1, o método do Pilar Padrão com Rigidez aproximada apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(a)}$  igual a 1,18 e o método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(b)}$  igual a

1,19. Já o método aproximado do ACI 318:2002 apresentou uma relação média  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,39, enquanto o método aproximado do MC-CEB (1990) apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 2,69, subestimando a capacidade resistente dos pilares.

Os resultados das estimativas das forças de ruína dos pilares da Série 2 foram bastante próximos aos obtidos nos ensaios dos pilares para todas as normas, quando considerados todos os pilares da série, exceto para o MC-CEB (1990) que apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 2,16. O método do pilar padrão com rigidez aproximada apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(a)}$  igual a 1,00, e o método do pilar padrão com curvatura aproximada apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(b)}$  igual a 1,10, apresentando uma boa aproximação dos resultados. O método aproximado do ACI 318:2002 apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,23, enquanto o método aproximado do MC-CEB (1990) apresentou uma relação média  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 2,16, subestimando os valores das forças de ruína dos pilares da série.

Os pilares da Série 3, que eram os de menor esbelteza apresentaram resultados subestimados de resistência apenas para o método do pilar padrão com rigidez aproximada, quando considerados todos os pilares, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(a)}$  igual a 0,87, enquanto o método do pilar padrão com curvatura aproximada apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(b)}$  igual a 1,00. Os resultados apresentados pelo método aproximado do ACI 318:2002 foram bastantes ajustados em relação aos obtidos nos ensaios, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,09. Já o processo aproximado do MC-CEB (1990) apresentou novamente resultados subestimados de resistência dos pilares, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 1,69.

Em relação aos pilares ensaiados por ADORNO (2004), o método do pilar padrão com rigidez aproximada apresentou resultados superestimados de resistência dos pilares, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(a)}$  igual a 0,80, enquanto o método do pilar padrão com curvatura aproximada apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR(b)}$  igual a 0,94, apresentando uma melhor aproximação dos resultados. Os resultados apresentados pelo método aproximado do ACI 318:2002 apresentaram resultados bastante ajustados, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,05, enquanto o método aproximado do MC-CEB (1990) apresentou uma relação média de 1,77, subestimando novamente a força de ruína dos pilares testados.

Os pilares ensaiados por ARAÚJO (2006) apresentaram bons resultados de estimativa de força de ruína pelos processos aproximados das normas em relação aos resultados obtidos nos ensaios. O método do pilar padrão com rigidez aproximada apresentou uma boa aproximação, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR (a)}$  igual a 0,97, enquanto o método do pilar padrão com curvatura aproximada apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR (b)}$  igual a 1,05, ajustando melhor os resultados dos ensaios. Em relação ao processo aproximado do ACI 318:2002, verificou-se que os resultados apresentaram uma boa aproximação, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,11, enquanto os resultados apresentados pelo processo aproximado do MC-CEB (1990) apresentou uma relação média de  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 1,79, subestimando novamente os resultados obtidos.

De um modo geral, considerando todos os pilares testados, o método do pilar padrão com rigidez aproximada apresentou uma maior aproximação, apresentando uma relação média de  $F_u/F_{u,NBR (a)}$  igual a 0,98 para todos os pilares testados, enquanto para o método do pilar padrão com curvatura aproximada, obteve-se uma relação de  $F_u/F_{u,NBR (b)}$  igual a 1,06.

Os resultados pelo método aproximado do ACI 318:2002 foram um pouco mais conservadores que os resultados apresentados pelos métodos aproximados da NBR 6118:2003, considerando todos os pilares testados, apresentando uma relação de  $F_u/F_{u,ACI}$  igual a 1,19. Os resultados mais conservadores dentre todos os pilares testados foram obtidos pelo método aproximado do MC-CEB (1990), que apresentou uma relação  $F_u/F_{u,CEB}$  igual a 2,07.

Verifica-se que na medida em que se reduz a excentricidade inicial aplicada aumenta-se o conservadorismo das previsões de força para todos os métodos aproximados. Vale ressaltar que a medida que se reduz a excentricidade inicial as imperfeições geométricas passam a apresentar uma maior parcela na excentricidade inicial total aplicada. Portanto, é necessário realizar um estudo maior com pilares de excentricidade reduzida.



## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo do presente trabalho foi desenvolver um estudo numérico e experimental de pilares birrotulados de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal. As conclusões ora apresentadas restringem-se aos 24 pilares ensaiados, juntamente com as análises realizadas dos pilares ensaiados por ARAÚJO (2004), ADORNO (2004) e GALANO (2008).

Foi feita uma comparação das estimativas de força de fissuração, força de ruína, deformações na armadura, deformações no concreto e deslocamentos horizontais, utilizando os programas FLECO2C e FLECO2H, que foram desenvolvidos a partir do programa CACODI, inicialmente desenvolvido pelo Professor Yosiaki Nagato, na *The Polytechnic of Central London, Structures Research Group*, durante o período em que lá esteve no seu doutorado sanduíche.

Os programas FLECO2C e FLECO2H possuem a característica de analisar pilares birrotulados de concreto armado sob flexo-compressão normal, possuindo pelo menos um eixo de simetria, durante as fases de carregamento até a ruína, levando-se em conta os efeitos de segunda ordem atuantes no pilar. O programa FLECO2C utiliza uma relação constitutiva para o concreto comprimido sugerida por CARREIRA E CHU (1985), e o programa FLECO2H utiliza a relação constitutiva sugerida por HOGNESTAD *apud* CARNEIRO (2006). As relações constitutivas do aço e concreto tracionado foram as mesmas para os dois programas, não sofrendo alterações em relação ao programa original.

Os resultados experimentais mostraram, em geral, um funcionamento adequado do sistema de ensaio, com pilares apresentando ruína à meia altura, como previsto, exceto para o pilar mais curto sob compressão centrada, que apresentou uma ruína localizada na extremidade do pilar por fendilhamento ou esmagamento do concreto. Os programas foram de vital importância para a análise dos pilares ensaiados, apresentando bons resultados de estimativa de força ruína dos pilares, deslocamentos horizontais e deformações no aço e concreto.

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas das análises dos resultados experimentais e numéricos.

## **7.2 INFLUÊNCIA DA EXCÊNTRICIDADE E DA ESBELTEZ**

A principal variável dos ensaios realizados foi a excentricidade da força, que mostrou ter grande influência na capacidade de força dos pilares. Houve uma pequena variação na resistência do concreto devido à idade, e a tendência de redução da força de ruína com o aumento da excentricidade foi seguida, como esperado.

Para os pilares da Série 1 ( $L = 3000$  mm), a força de ruína variou de 1053 kN para o pilar com excentricidade relativa  $e/h = 0$  (força centrada) a 131 kN para o pilar com excentricidade relativa  $e/h = 0,5$ . Alguns pilares da Série 1 fugiram da tendência de redução de força com o aumento da excentricidade, devido a problemas na execução dos ensaios.

Os pilares da Série 2 ( $L = 2500$  mm) apresentaram ruínas variando de 1078 kN para o pilar com excentricidade relativa  $e/h = 0$  (força centrada) a 164,8 kN para o pilar com excentricidade relativa  $e/h = 0,5$ . Todos os pilares da Série 2 apresentaram uma tendência de diminuição da força de ruína com o aumento da excentricidade inicial da força aplicada, como esperado.

Para os pilares da Série 3 ( $L = 2000$  mm), a força de ruína variou de 1501,8 kN para o pilar com excentricidade relativa  $e/h = 0$  (força centrada) a 198,4 kN para o pilar com excentricidade relativa  $e/h = 0,5$ . Os pilares desta série apresentaram bons resultados de ensaios, apresentando uma tendência de redução da força de ruína com o aumento da excentricidade inicial da força aplicada, como esperado.

Foram determinadas curvas exponenciais ajustadas aos resultados experimentais para os pilares ensaiados, com os pontos de força última relativa ( $v = F_u/A_c F_c$ ) e excentricidade relativa ( $e/h$ ) apresentando bons resultados dentro da curva.

Foi constatada a grande dificuldade de se aplicar força centrada nos pilares, observado pelo uso das rótulas e imperfeições geométricas existentes mesmo com um controle rigoroso na montagem e concretagem dos modelos.

Os pilares com excentricidade aplicada menor que 15 mm apresentaram grande dificuldade de aplicação da força, devido às imperfeições geométricas dos pilares e pelo tamanho da base do aparelho de apoio, que devido a algumas imperfeições na face de aplicação de força, pode acarretar aplicações de excentricidades indesejadas nos pilares.

Foi observada uma resposta não-linear da capacidade resistente em função da esbeltez e excentricidade da aplicação da força nos pilares.

Foi constatado que para um aumento de 2 m para 2,5 m na altura dos pilares (25%), houve uma redução de 22 % a 25 % da força última relativa, e para um aumento de 2,5 m para 3 m na altura dos pilares (20%), houve uma redução de 10 % a 16 % da força última relativa. Considerando os extremos dos pilares ensaiados, foi verificado que para um aumento de 2m para 3m na altura dos pilares (50%), houve uma redução de 33 a 39 % da força última relativa.

### **7.3 FORÇAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUÍNA**

Em relação às forças de ruína dos pilares ensaiados, foi verificada uma tendência de diminuição da força de ruína dos pilares com o aumento da excentricidade, como esperado, com exceção dos pilares PFN 24-3 e PFN 24-2, que não seguiram a mesma tendência.

Os fatores que podem ter contribuído para as forças de ruína dos pilares PFN 24-3 e PFN 24-2 apresentarem valores fora da curva, podem ser problemas na geometria, seção transversal ou excentricidade aplicada de forma errada, necessitando um re-ensaio para a validação dos resultados.

O pilar PFN 60-3 apresentou uma excentricidade inicial dez vezes maior que o pilar PFN 6-3 e uma força de ruína 4,1 vezes menor que o pilar com excentricidade inicial igual a 6mm, evidenciando a não-linearidade do aumento da excentricidade com a força da ruína.

Os pilares sob força centrada apresentaram um comportamento próximo ao linear para as primeiras fases de carregamento e um comportamento não-linear após a flambagem, passando a apresentar um comportamento de flexo-compressão até a ruína.

Todos os pilares apresentaram ruína na região situada à meia altura do pilar, como esperado, exceto para o pilar PFN 0-2 que apresentou uma ruína prematura localizada na região do consolo do pilar, evidenciando a insuficiência de armadura para resistir as tensões de fendilhamento, sendo recomendado o seu re-ensaio com uma adequada armadura nessa região.

Foram observadas ruínas características de flexo-compressão normal características dos Domínios 3, 4, 4a e 5, apresentando uma grande abrangência de ensaios realizados.

Os pilares com excentricidade relativa  $e/h$  menor que 0,125 apresentaram ruína brusca com pouco deslocamento horizontal em relação aos demais. Foram observadas ruínas mais dúcteis com o aumento da excentricidade relativa, como esperado.

#### **7.4 MODELOS NUMÉRICOS**

Os programas FLECO2C e FLECO2H apresentaram bons resultados na estimativa da força de ruína dos pilares ensaiados, apresentando resultados coerentes e próximos aos obtidos nos ensaios, com algumas exceções. De um modo geral foi verificado que o programa FLECO2H apresentou resultados mais conservadores de força de ruína estimada em relação ao programa FLECO2C, confirmando a previsão da relação constitutiva adotada.

É sugerido o uso do programa FLECO2H por apresentar valores bastante aproximados de um modo geral e valores a favor da segurança na maioria dos casos.

As equações apresentadas para a estimativa da força última relativa em função da excentricidade relativa apresentaram excelentes resultados de previsão de força de ruína.

Todos os pilares apresentaram relação  $F_u/F_{u,Numérico}$  próximo à unidade, com exceção do pilar PFN 24-3, que apresentou uma relação  $F_u/F_{u,Numérico}$  média entre os dois programas igual a 0,81, tendo provavelmente ocorrido irregularidades na geometria do pilar ou na aplicação da excentricidade inicial.

Ajustes na excentricidade de aplicação de força nos modelos poderiam apresentar melhores resultados na previsão do comportamento real dos pilares, o que não foi realizado.

Em relação aos deslocamentos horizontais estimados pelos programas, todos os pilares apresentaram um comportamento próximo ao obtido nos ensaios, com algumas exceções. Os melhores resultados de deslocamentos horizontais foram para os pilares com excentricidade relativa  $e/h \geq 0,25$  ( $e \geq 30$  mm), evidenciando a grande dificuldade de se aplicar excentricidades pequenas nos pilares.

Vale ressaltar que no instante da ruína fica difícil se obter os valores dos deslocamentos horizontais, pois os incrementos de deslocamentos horizontais aumentam muito com o aumento da força aplicada, portanto é válido o comportamento durante o ensaio até um ponto próximo à ruína.

Em relação às deformações na armadura, os programas FLECO2C E FLECO2H apresentaram excelentes resultados nas análises comparativas com os resultados de deformações nas armaduras obtidos nos ensaios, principalmente para os pilares com excentricidade relativa  $e/h \geq 0,25$  ( $e = 30$  mm), que apresentaram uma maior fidelidade de resultados comparativos. Nos demais pilares as estimativas de deformação não apresentaram resultados precisos, porém indicaram uma tendência de comportamento durante os ensaios, com exceção do pilar PFN 24-3 e PFN 24-2 para os quais os resultados foram muito diferentes dos estimados pelo programa.

Os fatores que podem ter contribuído para a diferença dos resultados pode ser atribuído ao processo de colagem dos extensômetros, uso de fios inadequados, ou problemas na seção transversal do pilar.

Em relação às deformações no concreto, os programas FLECO2C e FLECO2H apresentaram bons resultados nas estimativas em relação às deformações obtidas nos

ensaios, representando com clareza o comportamento dos pilares ensaiados, com exceção do pilar PFN 24-3 e PFN 24-2 que apresentaram um comportamento bem diferente do estimado pelos programas. Melhores resultados pelos modelos numéricos poderiam ser obtidos caso fosse considerada a excentricidade inicial real aplicada nos pilares, o que não foi realizado.

Analisando-se os pilares das pesquisas de ADORNO (2004), ARAÚJO (2004) e GALANO (2008) pelos programas FLECO2C e FLECO2H, percebe-se uma melhor aproximação da estimativa de força de ruína pelo programa FLECO2H. Já analisando-se os pilares da presente pesquisa, percebe-se uma melhor aproximação pelo programa FLECO2C.

Vale ressaltar que os pilares da presente pesquisa apresentam uma região com consolos bem superiores em relação aos demais pilares citados, com uma maior rigidez, e que influenciou nos resultados, apresentando uma melhor aproximação pelo programa FLECO2C que usa uma relação constitutiva para o concreto comprimido com maior rigidez do que o programa FLECO2H.

Em suma, para pilares convencionais sem mísulas, o programa FLECO2H apresentou um melhor ajuste em relação ao programa FLECO2C.

É verificado que os programas FLECO2C e FLECO2H podem ser utilizados com eficiência para a correta análise de pilares birrotulados submetidos a flexo-compressão normal, apresentando resultados coerentes e próximos aos obtidos nos ensaios. Os resultados pelo programa FLECO2H apresentam valores a favor da segurança, enquanto o programa FLECO2C apresenta, em alguns casos, valores contra a segurança.

## 7.5 COMPARAÇÃO DAS FORÇAS DE RUÍNA PELOS PROCESSOS APROXIMADOS DAS NORMAS

De um modo geral os pilares com excentricidade inicial menor que 18 mm ( $e/h = 0,15$ ) apresentaram valores conservadores de força de ruína estimada pelos métodos aproximados em comparação com os pilares ensaiados, necessitando de mais ensaios para a validação dos métodos nesses casos.

O processo aproximado do Método do Pilar Padrão com Rigidez Aproximada da ABNT NBR 6118:2003 apresentou resultados contra a segurança na maioria dos pilares ensaiados, principalmente para o pilar menos esbelto ( $L = 2000$  mm), apresentando uma relação  $F_u/F_{NBR} = 0,74$  para o pilar PFN 30-2. Já para os pilares mais esbeltos ( $L = 3000$  mm) com esbeltez igual a 92,9, um pouco acima do permitido para o cálculo pelo método, o método apresentou resultados próximos à unidade, principalmente para os pilares com excentricidade relativa  $e/h \geq 0,25$  ( $e = 30$  mm).

O processo aproximado do Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada da ABNT NBR 6118:2003 apresentou valores mais ajustados de previsão da força de ruína dos pilares ensaiados, com uma relação média próxima a unidade, exceto para os pilares com excentricidade relativa  $e/h \leq 0,15$  ( $e = 18$  mm) que apresentaram resultados mais conservadores de estimativa de força de ruína, necessitando de mais ensaios para testar a abrangência do método.

O processo aproximado do ACI 318:2002 apresentou bons resultados de previsão da força de ruína com uma relação média  $F_u/F_{ACI} = 1,19$  para todos os pilares ensaiados. Seguindo a tendência dos processos aproximados da ABNT NBR 6118:2003, foi verificado que para excentricidades relativas  $e/h \leq 0,15$  ( $e = 18$  mm) o método apresenta também resultados mais conservadores de estimativa de força de ruína.

O processo aproximado do CEB 1990 foi o que apresentou resultados mais conservadores de previsão da força de ruína, com uma relação média  $F_u/F_{CEB} = 2,07$ , apresentando, inclusive, um conservadorismo exagerado principalmente para os pilares com excentricidade relativa  $e/h \leq 0,15$  ( $e = 18$  mm). Vale observar que o processo do MC-CEB (1990) é o único que leva em conta a distância entre as armaduras C e T.

Vale ressaltar que devido à grande dificuldade de se aplicar um carregamento com excentricidade inicial pequena nos pilares, é necessária a realização de mais ensaios na faixa de excentricidades relativas  $e/h \leq 0,15$ . Os resultados ora obtidos limitam-se ao universo dos pilares testados.

## **7.6 SISTEMA DE ENSAIO**

O sistema de ensaio utilizado no presente trabalho mostrou-se adequado durante todas as fases de carregamento até a ruína, podendo ser utilizado em ensaios posteriores, tomando-se os devidos cuidados apresentados no item 4.10.

O sistema de aplicação de forças mostrou-se bastante eficiente, principalmente com o uso da bomba elétrica, que apresenta um maior controle da força aplicada e facilidade nos ensaios. Entretanto, manutenções periódicas devem ser realizadas haja vista nos ensaios sob carregamento centrado das Séries 2 e 3, não foi possível utilizá-la pois o sistema não conseguiu aplicar uma força acima de 1000 kN e foi necessário utilizar a bomba manual para finalizar o ensaio.

O reforço da laje de reação realizado devido ao aparecimento de fissuras nos primeiros ensaios da Série 1, mostrou-se eficiente, não apresentando fissuras durante os ensaios seguintes das Séries 2 e 3.

Como sugestão são apresentados algumas recomendações e ajustes a serem implementados no sistema de ensaio:

- melhorar o sistema de pesos utilizados para garantir o contato haste/pilar dos defletômetros horizontais e o cabeamento utilizado, pois alguns defletômetros pararam de funcionar ou não permaneceram em contato com o pilar, ocasionando leituras iguais de deslocamentos com o aumento do carregamento;
- utilizar, se possível, defletômetros elétricos com molas para melhores resultados de leituras;



- efetuar a troca da base de madeira utilizada para a confecção dos pilares sempre que esta apresentar imperfeições indesejadas ou quando seja verificado que o seu uso não é mais adequado;
- utilizar fios com maior diâmetro para as leituras dos extensômetros, pois fios muito finos estão sujeitos a rompimento, variações de temperatura e conseqüentemente variações nas leituras no sistema de aquisição de dados;
- para os pilares a serem ensaiados com flexo-compressão oblíqua, obter uma rótula adequada para a aplicação da força no pilar;
- reduzir o tamanho das extremidades dos pilares (mísulas) principalmente para os pilares curtos, pois influencia na força última dos pilares devido à grande rigidez, reduzindo-se assim o comprimento de flambagem do pilar.

## **7.7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Realizar mais ensaios de flexo-compressão normal com excentricidade inicial da força aplicada no intervalo de 12 mm a 30 mm ( $0,1 \leq e/h \leq 0,25$ ). Caso opte-se para realização de ensaios com menores excentricidades, utilizar os pilares com menores imperfeições geométricas possíveis.

Para pilares com excentricidade relativa  $e/h \leq 0,25$  ( $e \leq 30$  mm) ensaiar no mínimo três exemplares devido às dificuldades de centralização, e caso haja necessidade, realizar ensaios complementares.

Realizar ensaios com diferentes taxas mecânicas de armadura, variando-se a disposição das armaduras na seção transversal e tipos de diâmetro das barras.

Elaborar um apoio fixo para ensaios de pilares sob compressão centrada para evitar erros devido à vinculação.

Realizar ensaios similares com concreto de alta resistência ( $f_{ck} \geq 40$  MPa).

Realizar ensaios sob flexo-compressão oblíqua, tomando-se o cuidado de se obter um sistema de aquisição de deslocamentos horizontais mais adequado.

Realizar ensaios com aplicações de força em excentricidades opostas, no topo e base dos pilares, a fim de testar a precisão dos métodos aproximados pelas Normas e efetuar os ajustes necessários nos modelos numéricos.

Realizar uma análise não-linear dos resultados usando o Método dos Elementos Finitos utilizando programas do tipo DIANA ou ANSYS.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152 - Materiais Metálicos – Determinação das propriedades mecânicas de tração – Métodos de ensaio.** Rio de Janeiro, 1992.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522/8 – Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480 – Barras e fios de aço a armadura para concreto armado - Especificação.** Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro, 1985.

ADORNO, A. L. C. **Análise teórica e experimental de pilares em concreto simples e armado sob flexo-compressão reta.** Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2004.

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

ARAÚJO, L. M. B. de **O módulo de deformação longitudinal do concreto**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Nº 01, p.9-16, Nov.,2000.

ARAÚJO, L. M. B. de **Análise teórico-experimental de pilares de concreto submetidos a flexão normal composta**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2004.

ARAÚJO, J. M. de **Métodos simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto de pilares de concreto armado**. Revista IBRACON, Nº 27, p.3-12, São Paulo, Nov./Dez., 2001.

ARAÚJO, J. M. de **Pilares esbeltos de concreto armado – Algoritmos para análise e dimensionamento**. Editora da Fundação Universidade do Rio Grande, Rio Grande, 1993.

ARAÚJO, J. M. de **Algumas considerações sobre o projeto da nova NBR-6118**. Revista Engenharia, Ciência e Tecnologia – v.05 – n.1, p.3-10, Janeiro/Fevereiro – 2002, UFES, Vitória – ES.

BUFFONI, S.S. de O. **Estudo da flambagem de armaduras longitudinais em colunas de concreto armado**. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, 2004.

CACODI **Programa de análise de seções pela teoria do campo de compressão diagonal**. Programa computacional. Linguagem Fortran 77. NAGATO (1987)

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

CARNEIRO, R. J. de F. M. **Análise de vigas protendidas de pontes reforçadas à flexão com polímeros estruturados com fibras de carbono submetidas a carregamentos estático e cíclico**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2006.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. H. **Stress-strain relationship for plain concrete in compression.** Journal of the American Concrete Institute, November-December 1985, pp 797-804.

CEB-FIP **Model Code 1990 – Design Code.** Thomas Telford, 1993.

COLLINS, P. M.; MITCHELL, D.; MACGREGOR, J. **Structural design consideration for high-strength concrete.** Concrete International, May, 1993, p. 27-34.

DANTAS, A. B. **Estudo de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta.** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2006.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais: estados limites últimos: teoria e aplicações.** Editora Guanabara Dois S.A., Rio de Janeiro, 1986.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto.** Editora PINI, 1995.

GALANO, L.; VIGNOLI, A. **Strength and ductility of HSC and SCC slender columns subjected to short-term eccentric load.** Journal of the American Concrete Institute, Detroit, May-June 2008, pp 259-269.

HOGNESTAD, E. **A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members.** Urbana: University of Illinois Engineering Experiment Station, June, 1951, 128p. (Bulletin Series No. 399).

HOGNESTAD, E.; HANSON, N.W.; MCHENRY, D. **Concrete stress distribution in ultimate strength design.** Journal of the American Concrete Institute, Detroit, December 1955, pp 455-479.

IBRAHIM, H.H.H.; MACGREGOR, J.G. **Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns.** ACI Structural Journal, v 93, nº 5, September-October 1996, pp585-594.

KIMURA, A.E. **Cálculo de pilares de concreto armado. Apostila. Curso ABECE – Cálculo de pilares de concreto armado.** ABECE.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto – Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado.** Vol.2. Editora Interciência. Rio de Janeiro, 1978.

LIMA, F.B de. **Pilares de concreto de alto desempenho: fundamentos e experimentação.** 1997. 232p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

LIN, C.; HWANG, C.; LIN, S.; LIU, C. **Self-consolidating concrete columns under concentric compression.** Journal of the American Concrete Institute, Detroit, July-August 2008, pp 425-432.

MacGREGOR, J.G. **Reinforced Concrete – Mechanics and Design.** Third Edition. Prentice Hall. Inc, New Jersey, 1997.

MAIA, A. C. F. **Analyse non-linéaire des portiques plans en béton armé ou précontraint compte-tenu du comportement rhéologique du béton.** Thèse de Docteur-Ingénieur. Université Pierre et Marie Currie, Avril, 1979.

MELLO, E. L. **Concreto armado: resistência limite à flexão composta normal e oblíqua.** 1ª Edição, Editora Universidade de Brasília. FINATEC, Brasília, 2003.

NAGATO, Y. **Mecânica Experimental. Notas de aula,** Brasília, 2003.

NAGATO, Y. **Resistência ao esforço cortante combinado com compressão e flexão de peças de concreto armado com seção transversal circular.** Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.

SANTOS, L. M **Sub-rotinas básicas do dimensionamento de concreto armado.** Vol. 1, THOT Editora, São Paulo, 1994.

SANTOS, G. S. **Análise teórica e experimental de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

**SPIDER 8 Operating Manual en.**

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto – Volume 1 – Concreto Armado.** Editora Globo. 1ª Edição – Junho 1980.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental de pilares de concreto armado de alta resistência sob flexo-compressão reta.** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

VECCHIO, F. **Response of reinforced concrete subjected to in-plane shear and normal stresses.** PhD. Thesis, University of Toronto, 1981.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. **The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear.** Journal of the American Concrete Institute, Detroit, March-April 1986, pp 219-231.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. **The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses.** Publication n° 82-03, University of Toronto, Department of Civil Engineering, Canada, March 1982.





## ANEXO A

### DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL DO PONTO DE APLICAÇÃO DA FORÇA E DAS ROTAÇÕES DAS EXTREMIDADES DOS PILARES

O deslocamento vertical do ponto de aplicação de carga e as rotações das extremidades dos pilares foram calculados a partir das leituras dos defletômetros D1, D2, D3 e D4 durante os ensaios. A figura A.1 mostra a posição dos defletômetros com a sua nomenclatura.

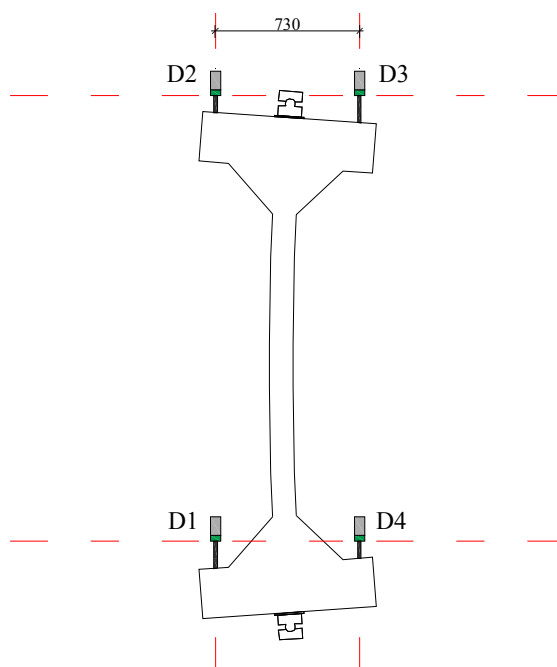


Figura A.1 - Posição dos defletômetros D1, D2, D3 e D4.

O deslocamento vertical do ponto de aplicação de carga em mm foi determinado pelas expressões:

$$\Delta_p = \Delta_s - \Delta_i \quad \text{A.1}$$

$$\Delta_s = \left[ -(d_2 - d_3) \cdot \left( \frac{730}{2} - e \right) \right] \cdot \left( \frac{1}{730} \right) + d_3 \quad \text{A.2}$$

$$\Delta_i = \left[ -(d_1 - d_4) \cdot \left( \frac{730}{2} + e \right) \right] \cdot \left( \frac{1}{730} \right) + d_1 \quad \text{A.3}$$

As Figuras A2 e A3, a seguir, auxiliam na visualização das deflexões.

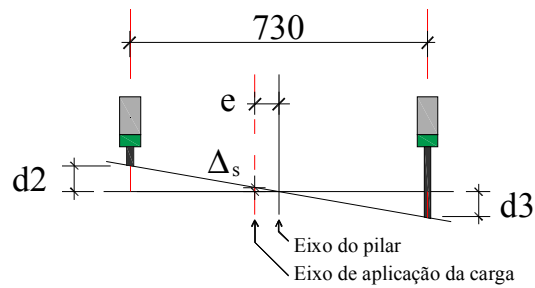


Figura A.2 - Defletômetros da extremidade superior do pilar

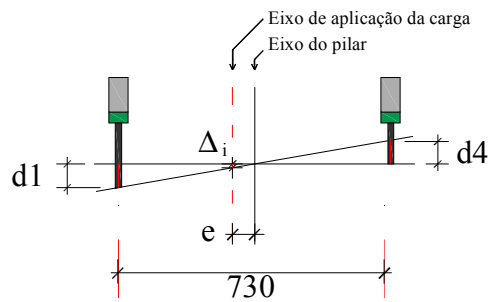


Figura A.3 - Defletômetros da extremidade inferior do pilar

onde:

$\Delta_p$  = Deslocamento vertical do ponto de aplicação da força (mm)

$\Delta_s$  = Deflexão superior no alinhamento do ponto de aplicação da força (mm)

$\Delta_i$  = Deflexão inferior no alinhamento do ponto de aplicação da força (mm)

$d_1, d_2, d_3, d_4$ , = Leitura de deslocamento dos defletômetros D1, D2, D3 e D4, respectivamente.

As rotações dos apoios em radianos foram determinadas pelas expressões:

$$\theta_s = \frac{d_2 - d_3}{730} \quad \text{A.4}$$

$$\theta_i = \frac{d_1 - d_4}{730} \quad \text{A.5}$$

onde:

$\theta_s$  = Rotação na extremidade superior sofrida pelo pilar (rad);

$\theta_i$  = Rotação na extremidade inferior sofrida pelo pilar (rad).

Como convenção adotou-se o sentido horário da rotação com sinal positivo e sentido anti-horário com sinal negativo.

## ANEXO B

### CÁLCULO DA FORÇA DE FISSURAÇÃO DOS PILARES SOB CARGA CENTRADA

Foi verificado que o pilar sob força centrada apresentou uma fissura vertical inicial situada na região da extremidade. Para o cálculo da força de fissuração vertical nas extremidades dos pilares utilizou-se uma similaridade com o ensaio de compressão diametral idealizado pelo Prof. Fernando Lobo Carneiro, cuja expressão para resistência de tração é dada por:

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot L} \quad \text{B.1}$$

Assim:

$$F_{fiss,teo} = \frac{\pi \cdot d \cdot L \cdot f_{ct}}{2} \quad \text{B.2}$$

onde:

$F_{fiss,teo}$  = força de fissuração;

$d$  = Diâmetro do cilindro;

$L$  = Comprimento do cilindro;

$f_{ct}$  = Resistência à tração do concreto.

Tomando-se um cilindro imaginário com diâmetro de 490 mm e comprimento de 250 mm, (Figura B.1) com um concreto apresentando uma resistência à tração de 3,7 MPa. A fissura ocorreria pra uma força  $F_{fiss,téo} = 712$  kN. Para os dois modelos submetidos à força centrada.

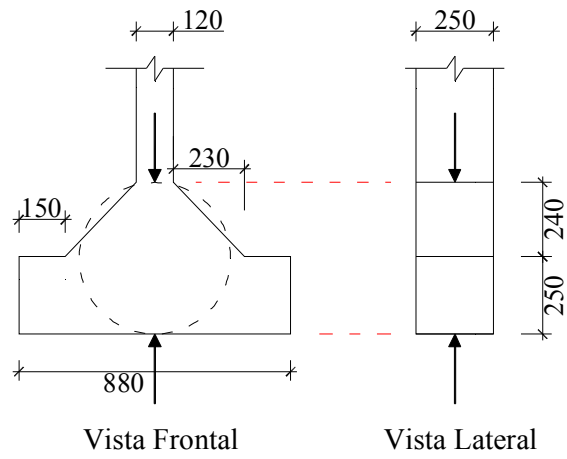


Figura B.1 - Cilindro imaginário na região dos consolos

## ANEXO C

### RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS E CONCRETO

Tabela C.1 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 0-3

PFN 0-3														
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO					
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	MÉDIA C	ET1	ET2	MÉDIA T
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,5	-0,5	0,0	-0,9	-0,9	-0,9	-0,5	-0,8	-0,9	0,0	-0,5	-0,9	0,0	-0,5
27,0	-9,1	-3,2	-35,0	-28,7	-60,1	-46,4	-34,7	-26,1	-24,7	-40,2	-32,5	-9,1	-35,7	-22,4
20,0	-10,5	-5,0	-65,5	-59,6	-119,7	-86,9	-65,2	-50,5	-35,7	-71,3	-53,5	-23,8	-80,5	-52,1
76,5	-17,7	-9,1	-100,5	-89,2	-181,5	-170,2	-99,9	-89,5	-57,6	-109,7	-83,7	-34,7	-120,7	-77,7
100,5	-24,6	-14,1	-131,9	-116,9	-236,6	-118,3	-131,0	-83,1	-76,8	-143,5	-110,2	-46,6	-159,1	-102,9
152,0	-41,9	-25,5	-199,7	-177,9	-353,5	-311,7	-198,4	-171,7	-117,0	-213,0	-165,0	-75,9	-241,4	-158,6
201,0	-59,6	-38,7	-264,8	-237,0	-465,0	-386,7	-263,1	-220,8	-156,3	-280,7	-218,5	-105,1	-320,9	-213,0
300,5	-101,0	-72,3	-394,5	-354,9	-679,7	-523,7	-391,7	-317,0	-238,6	-416,9	-327,8	-171,9	-477,3	-324,6
401,0	-160,6	-123,3	-527,8	-476,8	-882,2	-718,4	-523,5	-439,5	-330,1	-553,1	-441,6	-247,8	-627,2	-437,5
500,4	-239,3	-192,0	-663,8	-602,4	-1072,4	-894,5	-658,5	-563,0	-435,2	-689,4	-562,3	-337,4	-774,4	-555,9
602,0	-339,4	-275,7	-804,9	-729,8	-1255,3	-1089,2	-799,8	-698,2	-554,1	-830,2	-692,1	-435,2	-914,3	-674,7
701,2	-470,9	-386,7	-970,9	-878,6	-1452,3	-1334,0	-964,7	-866,4	-704,0	-992,9	-848,5	-554,1	-1070,6	-812,3
803,0	-619,7	-505,5	-1151,5	-1035,1	-1666,1	-1515,1	-1145,8	-1018,5	-872,2	-1173,0	-1022,6	-675,7	-1227,0	-951,3
902,0	-798,5	-633,8	-1359,0	-1203,9	-1908,2	-1827,2	-1355,2	-1221,6	-1078,9	-1387,0	-1232,9	-793,6	-1380,6	-1087,1
954,0	-921,3	-712,0	-1497,3	-1305,3	-2065,1	-16274,0	-1494,6	-1008,7	-1227,0	-1535,1	-1381,0	-854,9	-1461,9	-1158,4
1003,0	-1063,7	-789,4	-1651,6	-1405,0	-2237,1	-16265,4	-1650,8	-1097,2	-1408,9	-1709,7	-1559,3	-902,4	-1525,9	-1214,2
1025,6	-1158,4	-820,8	-1748,5	-1445,5	-2339,0	-16237,2	-1748,6	-1133,1	-1542,4	-1829,5	-1685,9	-897,8	-1527,8	-1212,8
1053,0														

RUPTURA

Tabela C.2 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 6-3

PFN 6-3												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,1
20,0	-35,9	-28,6	-24,8	0,0	-15,5	-7,9	-25,4	-12,2	-19,2	-30,7	-36,0	-28,6
40,0	-71,3	-50,9	-52,3	0,0	-35,6	-17,3	-53,1	-22,7	-45,6	-67,9	-74,6	-62,7
60,0	-105,6	-73,4	-79,3	0,0	-55,8	-27,1	-80,2	-33,5	-71,0	-103,2	-112,8	-95,7
80,0	-161,0	-101,3	-126,7	0,0	-93,5	-41,5	-127,1	-47,6	-118,6	-166,3	-171,6	-152,2
100,0	-195,0	-123,4	-154,3	0,0	-114,6	-52,6	-154,6	-58,6	-144,2	-200,6	-210,7	-185,2
120,0	-228,2	-144,5	-181,6	0,0	-135,4	-62,6	-181,7	-69,0	-170,9	-236,2	-251,3	-219,4
140,0	-262,8	-166,4	-209,5	0,0	-157,3	-73,7	-209,9	-80,0	-197,8	-271,4	-292,1	-253,8
160,0	-297,0	-188,0	-237,8	0,0	-179,4	-85,0	-238,1	-91,0	-224,9	-307,4	-333,6	-288,6
180,0	-331,8	-209,8	-266,9	0,0	-202,6	-96,5	-267,1	-102,1	-253,0	-344,4	-375,8	-324,4
200,0	-369,1	-231,5	-298,3	0,0	-227,6	-108,5	-298,4	-113,3	-284,4	-385,0	-421,7	-363,7
220,0	-408,2	-253,8	-331,7	0,0	-254,6	-120,5	-331,5	-124,8	-318,0	-427,9	-470,2	-405,4
240,0	-448,2	-277,0	-365,6	0,0	-281,9	-133,2	-365,2	-136,7	-352,1	-471,1	-518,9	-447,4
260,0	-487,7	-299,2	-399,5	0,0	-309,8	-145,7	-399,0	-148,3	-386,4	-515,3	-567,6	-489,8
280,0	-529,3	-322,3	-435,4	0,0	-339,4	-158,6	-434,7	-160,3	-423,1	-561,6	-619,0	-534,6
300,0	-569,6	-344,4	-470,2	0,0	-368,0	-171,6	-469,3	-172,0	-458,9	-606,5	-668,9	-578,1

Tabela C.2 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 6-3 (Continuação)

PFN 6-3 (CONTINUAÇÃO)												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
320,2	-610,8	-365,5	-505,9	0,0	-397,9	-183,6	-504,9	-183,0	-497,3	-654,7	-721,4	-624,5
340,0	-655,0	-387,1	-544,1	0,0	-430,4	-196,6	-543,2	-194,6	-538,8	-706,1	-776,9	-673,9
360,0	-697,3	-408,2	-581,4	0,0	-461,6	-208,8	-580,1	-205,7	-579,1	-756,0	-831,4	-722,2
380,0	-737,9	-427,9	-617,5	0,0	-492,4	-220,8	-615,9	-216,2	-618,5	-805,2	-884,4	-769,4
400,0	-780,7	-447,4	-656,0	0,0	-525,2	-233,3	-654,0	-226,9	-661,2	-857,0	-940,1	-819,4
400,0	-779,6	-443,6	-655,0	0,0	-524,8	-230,4	-653,1	-224,7	-661,9	-858,0	-938,2	-819,4
420,0	-826,3	-467,3	-696,4	0,0	-560,0	-245,3	-694,2	-237,5	-707,5	-913,7	-1000,6	-873,9
440,0	-870,0	-486,0	-735,2	0,0	-593,6	-257,3	-733,0	-247,8	-751,9	-967,4	-1058,4	-925,9
460,0	-913,8	-504,1	-774,2	0,0	-627,7	-269,8	-771,9	-258,0	-796,6	-1021,2	-1115,0	-977,6
480,0	-963,8	-523,6	-818,9	0,0	-667,3	-283,0	-816,7	-268,8	-848,2	-1083,6	-1180,1	-1037,3
500,0	-1014,4	-542,3	-863,2	0,0	-706,3	-295,0	-861,3	-279,1	-900,2	-1147,0	-1245,8	-1097,7
520,0	-1064,5	-558,8	-907,6	0,0	-745,7	-305,8	-905,9	-288,2	-953,3	-1211,3	-1311,8	-1158,8
540,0	-1110,4	-572,8	-949,0	0,0	-782,3	-315,1	-947,2	-296,0	-1003,0	-1271,5	-1374,0	-1216,2
550,0	-1165,4	-579,8	-997,2	0,0	-825,1	-318,2	-995,9	-299,4	-1067,0	-1350,5	-1450,1	-1289,2
568,0	-1196,0	-590,9	-1025,0	0,0	-849,7	-325,2	-1023,6	-305,4	-1099,7	-1390,6	-1492,6	-1327,6
579,8	-1237,1	-595,7	-1062,0	0,0	-882,4	-328,3	-1060,5	-308,0	-1147,7	-1448,4	-1550,2	-1382,1
579,8	-1242,5	-586,1	-1065,5	0,0	-886,2	-320,9	-1064,7	-302,3	-1158,7	-1461,4	-1557,1	-1392,4
584,0	-1279,1	-599,5	-1098,2	0,0	-914,9	-329,3	-1097,4	-309,6	-1196,9	-1508,2	-1606,8	-1437,3
591,2	-1306,1	-601,2	-1121,8	0,0	-935,2	-328,8	-1121,0	-310,0	-1227,6	-1546,1	-1644,7	-1472,8
600,2	-1343,8	-605,9	-1155,5	0,0	-964,3	-329,8	-1154,5	-311,9	-1270,6	-1600,3	-1698,7	-1523,2
610,0	-1404,2	-605,8	-1206,4	0,0	-1007,0	-322,1	-1205,9	-309,3	-1340,9	-1689,1	-1785,8	-1605,3
620,0	-1434,4	-610,3	-1232,4	0,0	-1029,1	-322,6	-1232,0	-311,0	-1373,5	-1730,2	-1827,4	-1643,7
630,0	-1478,4	-610,7	-1269,0	0,0	-1059,4	-318,7	-1268,9	-309,8	-1421,5	-1792,3	-1891,0	-1701,6
640,0	-1530,7	-604,0	-1310,6	0,0	-1092,4	-306,7	-1311,2	-303,6	-1479,1	-1868,2	-1968,7	-1772,0
650,0	-1664,9	-559,0	-1411,2	0,0	-1165,9	-244,3	-1414,0	-267,8	-1632,2	-2080,1	-2181,6	-1964,6
652,0	RUPTURA											

Tabela C.3 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 12-3

PFN 12-3												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,2	-0,2	-0,1	0,0	-0,1	0,0	-0,2	-0,1	0,0	0,0	-0,2	-0,1
20,4	-159,4	-86,9	-109,7	-40,4	-70,8	3,8	-113,3	-41,2	-143,3	-62,9	-56,4	-87,5
40,0	-248,9	-136,3	-176,2	-65,6	-116,0	2,9	-180,4	-66,4	-230,6	-117,8	-112,1	-153,5
60,0	-315,1	-175,9	-229,4	-88,3	-153,6	-0,7	-232,7	-88,3	-301,2	-164,6	-161,5	-209,1
80,0	-380,6	-217,9	-279,7	-110,8	-188,4	-3,8	-282,9	-110,8	-365,0	-209,8	-213,1	-262,6
100,0	-440,9	-256,3	-324,7	-130,8	-221,4	-6,5	-329,0	-131,2	-424,3	-256,6	-267,4	-316,1
120,0	-498,5	-293,8	-366,8	-150,4	-252,8	-10,1	-372,7	-151,4	-479,5	-305,0	-319,9	-368,2
140,0	-553,2	-328,6	-405,8	-167,8	-282,8	-12,2	-414,0	-169,5	-534,0	-354,7	-373,7	-420,8
160,0	-604,1	-361,4	-442,6	-185,4	-312,0	-17,0	-452,9	-188,0	-582,2	-401,8	-427,7	-470,6
180,0	-656,9	-394,8	-480,4	-203,6	-343,0	-22,8	-493,4	-207,1	-633,4	-451,2	-485,8	-523,4
200,0	-706,8	-425,8	-515,9	-220,3	-373,0	-28,8	-531,9	-225,0	-681,6	-499,0	-542,2	-574,2
220,0	-755,0	-456,5	-551,3	-237,4	-403,2	-36,5	-569,8	-243,4	-727,2	-546,0	-598,3	-623,8
240,0	-804,5	-487,0	-587,3	-254,3	-435,0	-45,4	-608,9	-262,2	-774,5	-595,0	-657,4	-675,6
260,0	-850,6	-515,3	-622,0	-270,5	-466,2	-54,2	-646,2	-280,0	-819,8	-643,0	-714,0	-725,6
280,0	-897,4	-543,6	-657,7	-287,0	-499,1	-63,8	-684,7	-298,2	-866,4	-692,6	-772,8	-777,3
300,2	-943,2	-570,0	-693,0	-301,9	-532,0	-72,5	-722,7	-314,8	-914,2	-743,8	-832,8	-830,2
320,0	-988,1	-595,7	-728,4	-317,2	-566,4	-83,3	-761,0	-332,0	-961,4	-794,2	-890,6	-882,1
340,0	-1034,4	-621,1	-765,8	-332,5	-603,1	-94,6	-801,1	-349,4	-1010,9	-847,9	-952,8	-937,2
360,0	-1085,0	-645,8	-806,5	-346,4	-643,9	-105,1	-845,2	-365,8	-1066,1	-908,2	-1022,6	-999,0
380,0	-1135,9	-668,4	-847,4	-357,5	-685,6	-113,3	-889,6	-379,7	-1123,2	-971,5	-1096,1	-1063,6
400,0	-1184,4	-688,8	-887,4	-366,8	-726,2	-120,0	-932,7	-391,9	-1180,1	-1034,6	-1169,5	-1128,1

Tabela C.3 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 12-3 (Continuação)

PFN 12-3 (CONTINUAÇÃO)												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
420,0	-1233,4	-706,6	-929,2	-373,7	-769,2	-125,8	-977,2	-402,0	-1239,6	-1101,4	-1245,8	-1195,6
440,0	-1292,4	-722,9	-977,9	-374,6	-818,8	-125,0	-1029,7	-407,5	-1312,6	-1184,6	-1342,1	-1279,8
450,0	-1323,4	-730,1	-998,3	-373,2	-844,3	-122,9	-1055,3	-408,7	-1350,7	-1228,1	-1393,7	-1324,2
460,2	-1360,1	-734,9	-1026,7	-366,4	-873,2	-115,0	-1086,7	-405,4	-1398,2	-1284,7	-1460,2	-1381,0
470,0	-1400,6	-737,0	-1056,4	-353,8	-904,1	-102,5	-1120,4	-397,8	-1451,5	-1349,0	-1537,7	-1446,1
480,4	-1431,1	-742,3	-1080,7	-350,2	-929,4	-98,4	-1147,1	-397,0	-1489,9	-1394,4	-1591,2	-1491,8
490,0	-1465,2	-743,3	-1108,1	-339,2	-956,6	-86,9	-1176,6	-389,8	-1536,2	-1450,1	-1657,4	-1547,9
500,0	-1502,9	-746,9	-1139,3	-332,0	-988,0	-79,2	-1210,0	-386,0	-1583,5	-1506,7	-1725,1	-1605,1
509,8	-1560,0	-742,6	-1182,6	-304,7	-1029,8	-48,7	-1257,5	-365,3	-1657,4	-1598,9	-1836,7	-1697,7
520,0	-1609,2	-730,8	-1219,1	-269,8	-1064,2	-9,1	-1297,5	-336,6	-1729,9	-1687,7	-1944,5	-1787,4
530,0	-1675,2	-702,0	-1270,8	-202,4	-1108,7	63,8	-1351,6	-280,2	-1831,4	-1815,4	-2097,1	-1914,6
535,0	RUPTURA											

Tabela C.4 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 15-3

PFN 15-3														
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO					
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	MEDIA C	ET1	ET2	MEDIA T
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	-0,9	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,0
29,0	-46,4	-10,0	-47,8	-14,6	-53,7	-23,2	-49,3	-15,9	-59,4	-75,9	-67,7	6,4	0,0	3,2
50,4	-82,8	-19,1	-86,4	-27,3	-99,2	-44,6	-89,5	-30,3	-105,1	-136,2	-120,7	10,1	-1,8	4,1
75,4	-119,2	-27,3	-127,8	-42,8	-150,1	-70,5	-132,4	-46,9	-151,8	-200,2	-176,0	13,7	-7,3	3,2
100,6	-178,4	-47,3	-170,2	-51,0	-181,1	-71,0	-176,5	-56,4	-213,0	-264,2	-238,6	18,3	4,6	11,4
160,5	-299,4	-86,4	-275,7	-78,3	-283,9	-102,4	-286,3	-89,0	-352,0	-426,1	-389,0	28,3	15,5	21,9
201,2	-382,2	-113,7	-350,8	-102,8	-359,4	-130,1	-364,1	-115,6	-450,7	-536,7	-493,7	31,1	15,5	23,3
300,2	-596,0	-159,2	-542,8	-129,2	-544,2	-172,9	-561,0	-153,8	-722,3	-843,9	-783,1	85,9	63,1	74,5
350,2	-742,5	-169,3	-672,0	-121,9	-674,3	-176,1	-696,3	-155,8	-927,1	-1069,7	-998,4	161,8	132,6	147,2
404,0	-914,5	-164,7	-821,7	-90,1	-815,3	-162,0	-850,5	-138,9	-1179,4	-1340,3	-1259,9	273,4	242,3	257,8
446,5	RUPTURA													

Tabela C.5 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 18-3

PFN 18-3												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,2	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
20,4	-55,0	-4,9	-69,2	-31,7	-130,7	-62,3	-85,0	-33,0	-51,4	-26,4	-15,8	-31,2
40,2	-109,6	-35,2	-125,6	-71,0	-217,2	-114,6	-150,8	-73,6	-111,4	-57,1	-31,4	-66,6
60,2	-168,6	-75,2	-184,9	-117,4	-279,1	-166,8	-210,9	-119,8	-170,9	-94,3	-53,0	-106,1
80,4	-222,4	-113,0	-239,9	-168,5	-330,6	-211,2	-264,3	-164,2	-224,9	-133,7	-79,4	-146,0
100,0	-267,2	-144,5	-284,8	-210,2	-374,4	-243,8	-308,8	-199,5	-273,8	-173,5	-110,6	-186,0
120,0	-306,7	-170,9	-324,7	-244,1	-415,3	-270,7	-348,9	-228,6	-320,6	-214,6	-145,9	-227,0
140,2	-343,8	-194,5	-362,5	-271,4	-454,6	-292,9	-387,0	-253,0	-367,4	-257,8	-185,0	-270,1
160,0	-377,6	-213,4	-396,7	-293,0	-490,2	-309,8	-421,5	-272,1	-411,8	-300,5	-225,1	-312,5
180,0	-412,9	-231,7	-432,5	-313,2	-527,0	-326,5	-457,5	-290,5	-455,8	-344,2	-267,8	-355,9
200,0	-444,4	-245,9	-465,1	-330,0	-560,9	-340,6	-490,1	-305,5	-498,0	-386,6	-309,6	-398,1
220,0	-475,4	-257,3	-497,6	-344,4	-594,6	-352,6	-522,6	-318,1	-539,8	-430,3	-352,6	-440,9
240,0	-506,4	-268,4	-529,9	-358,1	-627,2	-363,8	-554,5	-330,1	-580,8	-473,8	-395,8	-483,4
260,0	-537,7	-279,2	-562,7	-371,8	-660,7	-375,4	-587,0	-342,1	-621,4	-517,7	-439,4	-526,2
280,0	-569,4	-288,4	-595,8	-383,8	-694,2	-385,0	-619,8	-352,4	-663,6	-563,5	-485,0	-570,7
300,2	-604,8	-296,3	-632,8	-395,0	-731,8	-393,6	-656,4	-361,6	-711,1	-615,6	-536,6	-621,1

Tabela C.5 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 18-3 (Continuação)

PFN 18-3 (CONTINUAÇÃO)												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
320,0	-641,6	-302,8	-670,7	-405,1	-770,0	-400,9	-694,1	-369,6	-760,6	-669,6	-591,1	-673,8
340,2	-679,3	-305,8	-710,3	-412,3	-810,5	-405,6	-733,4	-374,6	-814,1	-728,9	-650,4	-731,1
360,2	-717,4	-302,4	-751,6	-414,2	-854,3	-405,8	-774,4	-374,2	-873,6	-794,9	-715,2	-794,6
380,0	-754,6	-297,0	-791,8	-415,4	-895,9	-403,4	-814,1	-372,0	-931,7	-860,6	-780,7	-857,7
400,2	-796,3	-283,6	-836,9	-411,6	-943,3	-395,3	-858,8	-363,5	-1000,1	-937,9	-859,2	-932,4
420,2	-838,2	-259,8	-883,1	-399,8	-991,8	-379,2	-904,4	-346,3	-1075,4	-1023,1	-946,1	-1014,9
430,0	-860,4	-244,8	-907,9	-390,7	-1018,1	-369,0	-928,8	-334,8	-1114,6	-1069,0	-992,9	-1058,8
440,0	-885,7	-212,6	-936,5	-363,8	-1049,2	-346,0	-957,1	-307,5	-1168,8	-1132,1	-1057,9	-1119,6
450,4	-911,0	-174,5	-965,5	-330,7	-1079,9	-317,3	-985,5	-274,2	-1225,7	-1198,6	-1128,0	-1184,1
460,2	-936,6	-116,9	-994,4	-279,6	-1110,1	-272,9	-1013,7	-223,1	-1294,8	-1279,0	-1214,2	-1262,6
460,5	RUPTURA											

Tabela C.6 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 24-3

PFN 24-3												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	5,0	1,3	4,6	0,0	2,6	-2,4	4,1	-0,4	7,0	0,2	0,2	2,5
19,8	-323,3	-132,4	-244,8	-48,6	-161,8	75,6	-243,3	-35,1	-359,3	-38,6	-69,4	-155,8
40,0	-434,4	-191,6	-321,4	-81,6	-212,2	76,1	-322,6	-65,7	-446,6	-101,0	-178,6	-242,1
60,0	-524,4	-220,8	-386,4	-94,4	-261,1	81,8	-390,6	-77,8	-536,6	-171,6	-282,7	-330,3
80,0	-601,4	-241,9	-445,0	-104,9	-310,6	80,2	-452,3	-88,9	-622,3	-244,8	-377,8	-415,0
100,2	-667,0	-250,3	-496,8	-106,3	-357,6	83,0	-507,1	-91,2	-704,2	-319,0	-466,8	-496,6
120,0	-729,6	-250,7	-547,2	-101,9	-405,1	89,8	-560,6	-87,6	-788,6	-397,4	-557,8	-581,3
140,0	-787,7	-245,9	-595,2	-94,2	-451,9	97,7	-611,6	-80,8	-871,4	-476,9	-646,6	-665,0
160,0	-844,3	-236,4	-641,5	-81,7	-499,0	109,9	-661,6	-69,4	-953,8	-558,0	-736,6	-749,4
170,0	-872,6	-223,8	-664,6	-68,3	-522,7	122,4	-686,6	-56,6	-998,9	-602,9	-786,0	-795,9
180,0	-901,4	-206,9	-688,3	-50,6	-546,5	138,7	-712,1	-39,6	-1048,8	-652,1	-839,8	-846,9
190,0	-930,5	-185,2	-712,1	-28,4	-572,9	159,4	-738,5	-18,1	-1100,6	-702,5	-895,4	-899,5
200,0	-963,1	-149,6	-738,7	6,8	-603,4	191,5	-768,4	16,2	-1167,8	-765,1	-964,1	-965,7
210,0	-994,8	-109,2	-764,6	47,0	-634,8	227,3	-798,1	55,0	-1238,4	-830,2	-1034,4	-1034,3
220,0	-1032,7	-43,9	-792,7	114,7	-676,6	283,2	-834,0	118,0	-1336,1	-920,4	-1129,9	-1128,8
230,0	-1079,8	130,0	-813,4	297,0	-725,3	440,4	-872,8	289,1	-1518,7	-1098,2	-1317,6	-1311,5
236,0	-1139,0	866,3	-799,0	1011,1	-848,4	988,1	-928,8	955,2	-2066,4	-1629,4	-1882,6	-1859,4
241,0	RUPTURA											

Tabela C.7 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 30-3

PFN 30-3												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	MÉDIA	
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	
0,0	0,0	-1,4	-2,7	-0,5	-1,8	-0,9	-1,5	-0,9	-1,8	-4,6	-3,2	
25,6	-40,0	-21,4	-31,8	-8,2	-38,2	6,4	-36,7	-7,7	-32,0	-75,0	-53,5	
51,2	-60,0	-39,1	-52,8	-20,9	-90,5	1,8	-67,8	-19,4	-65,8	-154,5	-110,2	
71,0	-15,0	-38,2	-150,0	-29,1	-138,3	-10,0	-101,1	-25,8	-61,3	-208,5	-134,9	
100,0	-120,0	-53,7	-343,7	-32,3	-187,5	3,6	-217,1	-27,5	-79,5	-302,6	-191,1	
150,4	-260,0	-77,3	-150,0	-39,1	-248,9	18,2	-219,6	-32,8	-128,9	-496,5	-312,7	
200,2	8840,0	60,1	9680,1	184,3	-312,1	419,5	6069,3	221,3	-228,6	-875,9	-552,2	
254,8	RUPTURA											



Tabela C.8 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 40-3

PFN 40-3											
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO		
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,5	0,9	1,4	0,5	0,9	0,0	0,9	0,5	-0,9	-0,9	-0,9
25,0	-94,6	-37,3	-60,1	-0,9	-31,8	25,5	-62,2	-4,2	-56,7	-72,2	-64,5
50,2	-192,5	-76,9	-94,2	-11,4	-77,8	34,6	-121,5	-17,9	-111,5	-147,2	-129,4
75,2	-260,2	-72,3	-172,0	-8,2	-138,3	35,0	-190,2	-15,2	-165,5	-217,6	-191,5
100,0	-378,1	-62,3	-236,6	44,6	-172,0	183,8	-262,2	55,4	-224,9	-332,8	-278,9
125,2	-465,4	-7,3	-283,9	111,9	-209,3	304,8	-319,5	136,5	-294,4	-446,2	-370,3
150,2	-569,6	147,9	-311,2	281,6	-265,3	488,2	-382,0	305,9	-403,2	-621,7	-512,5
168,0	-614,2	1405,4	-17,3	1627,5	-387,6	1777,6	-339,7	1603,5	-1039,5	-1374,2	-1206,9
170,2	RUPTURA										

Tabela C.9 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 50-3

PFN 50-3											
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO		
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-5,5	-0,9	-2,7	-0,9	-1,8	0,5	-3,3	-0,5	-4,6	-4,6	-4,6
5,2	-20,0	-2,7	-10,5	0,9	-2,7	7,7	-11,1	2,0	-19,2	-22,9	-21,0
10,4	-40,9	-5,5	-21,8	2,7	-5,5	16,8	-22,7	4,7	-40,2	-48,5	-44,3
15,2	-60,1	-7,3	-32,3	3,6	-8,2	24,6	-33,5	7,0	-59,4	-72,2	-65,8
20,0	-78,3	-9,1	-42,3	5,5	-10,9	32,8	-43,8	9,7	-78,6	-95,1	-86,9
25,0	-95,5	-10,0	-51,4	7,3	-13,6	40,9	-53,5	12,7	-97,8	-116,1	-107,0
30,2	-114,7	-11,8	-62,8	9,1	-17,3	49,1	-64,9	15,5	-117,9	-140,8	-129,4
35,0	-133,8	-13,6	-73,7	10,0	-20,0	57,3	-75,8	17,9	-139,0	-164,6	-151,8
40,0	-152,9	-15,5	-84,6	11,8	-23,7	64,2	-87,1	20,2	-159,1	-189,3	-174,2
45,0	-172,0	-15,5	-93,7	14,6	-24,6	74,2	-96,8	24,4	-179,2	-213,0	-196,1
50,0	-191,1	-17,3	-105,1	17,3	-28,2	83,3	-108,1	27,8	-200,2	-238,6	-219,4
55,0	-211,1	-19,1	-115,6	20,0	-30,0	93,3	-118,9	31,4	-221,3	-264,2	-242,7
60,6	-232,0	-19,1	-126,0	23,7	-31,8	105,6	-130,0	36,7	-243,2	-292,6	-267,9
65,4	-254,8	-19,1	-136,5	28,2	-30,9	117,8	-140,7	42,3	-265,1	-322,7	-293,9
70,2	-274,8	-18,2	-145,1	32,8	-30,0	128,8	-150,0	47,8	-284,3	-348,3	-316,3
75,0	-298,5	-19,1	-156,5	38,2	-31,8	142,0	-162,3	53,7	-308,1	-380,3	-344,2
80,0	-324,9	-14,6	-167,4	48,2	-30,0	162,9	-174,1	65,5	-335,5	-417,8	-376,7
85,2	-355,8	-6,4	-175,6	62,8	-24,6	182,0	-185,3	79,5	-363,0	-465,4	-414,2
90,2	-387,6	3,6	-184,7	85,5	-18,2	210,2	-196,9	99,8	-392,2	-513,8	-453,0
95,0	-414,0	9,1	-194,7	99,2	-18,2	229,8	-209,0	112,7	-418,7	-552,2	-485,5
100,0	-446,8	23,7	-204,7	144,7	-9,1	289,4	-220,2	152,6	-459,9	-608,9	-534,4
105,0	-487,7	40,0	-217,5	208,4	11,8	392,6	-231,1	213,7	-523,0	-681,1	-602,1
110,2	-525,0	57,3	-227,0	287,5	34,6	490,0	-239,2	278,3	-584,2	-751,5	-667,9
115,0	-574,2	101,9	-223,8	462,3	84,6	669,3	-237,8	411,1	-698,5	-883,2	-790,9
120,8	-614,2	142,0	-227,5	550,5	111,0	779,4	-243,6	490,6	-780,8	-980,1	-880,5
125,6	-655,2	193,8	-228,9	658,8	145,6	918,6	-246,1	590,4	-876,8	-1088,9	-982,9
130,2	-696,1	254,8	-233,9	773,5	173,8	1066,9	-252,1	698,4	-981,0	-1205,9	-1093,5
135,4	-739,8	342,1	-239,3	907,2	200,2	1235,3	-259,6	828,2	-1103,5	-1340,3	-1221,9
140,8	-791,7	493,2	-240,7	1109,2	241,1	1502,3	-263,7	1034,9	-1282,7	-1536,0	-1409,4
144,8	-854,4	664,3	-251,1	1322,2	271,2	1803,1	-278,1	1263,2	-1705,1	-1975,8	-1840,5
150,6	-897,2	778,9	-253,4	1506,0	299,4	2071,5	-283,8	1452,1	-2335,1	-2605,7	-2470,4
155,0	RUPTURA										

Tabela C.10 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 60-3

PFN 60-3											
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO		
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,9	0,0	-0,5	0,0	0,0	-0,9	-0,2	-0,3	-0,9	-0,9	-0,9
5,2	-15,5	2,3	-13,6	-0,9	-12,7	0,0	-13,2	0,5	-21,9	-21,0	-21,5
10,8	-34,6	-0,9	-27,8	3,6	-22,7	6,4	-25,3	3,0	-42,1	-43,9	-43,0
15,0	-50,0	-3,6	-40,0	3,2	-33,2	7,3	-36,6	2,3	-59,4	-61,3	-60,3
20,0	-65,5	-3,6	-52,8	3,2	-44,6	10,9	-48,7	3,5	-79,5	-82,3	-80,9
25,0	-83,7	5,9	-66,9	5,2	-57,8	12,7	-62,3	8,0	-100,6	-103,3	-101,9
30,0	-101,0	10,0	-80,5	5,7	-70,5	15,5	-75,5	10,4	-121,6	-123,4	-122,5
35,2	-117,4	-1,8	-94,6	7,7	-84,6	19,1	-89,6	8,3	-144,5	-147,2	-145,8
40,0	-133,8	-9,6	-108,3	10,7	-97,8	21,8	-103,1	7,7	-169,0	-169,1	-169,1
45,0	-151,1	-10,0	-123,3	13,6	-111,9	25,5	-117,6	9,7	-190,2	-192,9	-191,5
50,0	-169,3	-8,6	-139,2	15,7	-127,8	27,3	-133,5	11,4	-214,9	-217,6	-216,2
55,2	-189,3	-5,9	-155,1	18,6	-142,9	30,9	-149,0	14,6	-239,5	-243,2	-241,4
60,0	-200,2	-7,3	-170,6	19,1	-158,3	33,7	-164,5	15,2	-264,2	-267,0	-265,6
65,0	-236,6	0,5	-185,6	25,0	-173,3	39,1	-179,5	21,5	-289,8	-292,6	-291,2
70,0	-286,6	10,0	-200,6	25,9	-188,8	42,8	-194,7	26,2	-314,5	-318,2	-316,3
75,0	-387,6	34,6	-217,9	29,8	-198,4	46,4	-208,2	36,9	-340,1	-352,9	-346,5
80,0	-856,3	51,4	-238,4	35,0	-217,9	57,3	-228,2	47,9	-375,8	-390,4	-383,1
85,0	-1756,2	121,0	-260,7	88,7	-232,5	69,2	-246,6	92,9	-423,3	-454,4	-438,9
90,4	-1881,8	193,4	-284,8	147,6	-255,7	81,0	-270,3	140,6	-475,4	-514,7	-495,1
95,4	-1971,9	232,9	-303,9	226,5	-273,9	104,6	-288,9	188,0	-527,5	-574,2	-550,9
100,0	-2111,1	531,0	-321,2	383,3	-296,2	182,0	-308,7	365,4	-608,0	-661,0	-634,5
105,2	-2129,3	963,2	-328,9	757,1	-296,2	693,4	-312,6	804,6	-932,6	-975,5	-954,1
110,0	-2127,5	1188,9	-344,0	924,0	-310,7	877,2	-327,4	996,7	-1073,4	-1115,4	-1094,4
115,0	-2161,1	1303,5	-356,7	1206,0	-324,4	1162,0	-340,5	1223,8	-1281,8	-1322,1	-1301,9
120,5	-2240,3	1504,6	-365,3	1504,3	-338,0	1465,0	-351,7	1491,3	-1499,4	-1541,5	-1520,5
125,2	-2267,6	1995,1	-375,4	1948,1	-362,2	1917,3	-368,8	1953,5	-1818,5	-1865,1	-1841,8
130,0	-2353,1	3665,3	-413,1	2651,6	-448,2	2626,1	-430,6	2981,0	-2361,6	-2412,8	-2387,2
131,0	RUPTURA										

Tabela C.11 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 0-2,5

PFN 0-2,5															
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO						
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA	EC4	EC5	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,1	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,0	0,2	0,1
20,0	-35,6	-44,8	-23,5	-30,8	-26,5	-33,6	-28,6	-36,4	-20,6	-18,7	-32,6	-24,0	-30,5	-54,7	-42,6
40,0	-74,9	-92,0	-46,2	-60,4	-48,0	-61,6	-56,4	-71,3	-36,7	-36,7	-69,4	-47,6	-56,4	-112,3	-84,4
60,0	-112,0	-136,2	-68,6	-89,0	-69,7	-89,2	-83,4	-104,8	-53,3	-55,0	-103,9	-70,7	-82,6	-164,9	-123,7
80,0	-146,5	-175,9	-91,3	-116,6	-92,3	-116,5	-110,0	-136,4	-71,8	-73,9	-137,8	-94,5	-107,8	-209,3	-158,5
100,4	-182,3	-214,6	-115,9	-144,2	-117,2	-145,0	-138,5	-167,9	-94,1	-97,0	-175,9	-122,3	-132,2	-249,4	-190,8
120,0	-216,2	-250,4	-140,0	-170,5	-141,8	-172,1	-166,0	-197,7	-116,4	-120,2	-212,9	-149,8	-154,1	-281,0	-217,6
140,0	-248,4	-283,8	-164,5	-196,7	-167,4	-199,6	-193,4	-226,7	-139,9	-144,2	-248,4	-177,5	-177,4	-313,4	-245,4
160,0	-280,7	-317,2	-190,1	-223,8	-194,3	-228,5	-221,7	-256,5	-165,1	-169,4	-282,2	-205,6	-200,6	-342,0	-271,3
180,0	-310,6	-348,0	-215,3	-250,2	-220,8	-256,9	-248,9	-285,0	-189,8	-194,2	-313,9	-232,6	-223,7	-367,2	-295,4
199,8	-340,7	-378,0	-241,2	-276,7	-248,6	-285,8	-276,8	-313,5	-216,7	-220,3	-345,8	-261,0	-246,2	-389,3	-317,8
220,0	-369,0	-406,9	-266,4	-303,2	-276,1	-314,9	-303,8	-341,7	-242,6	-245,8	-373,9	-287,4	-267,8	-406,6	-337,2
240,0	-396,0	-434,2	-291,6	-329,2	-303,8	-344,0	-330,5	-369,1	-268,8	-271,2	-401,5	-313,8	-291,1	-427,4	-359,3
260,0	-424,2	-462,6	-318,4	-357,0	-333,4	-375,0	-358,6	-398,2	-296,4	-297,4	-429,1	-341,0	-316,1	-448,1	-382,1
280,2	-450,2	-489,0	-343,9	-383,3	-361,8	-404,8	-385,3	-425,7	-323,0	-322,6	-454,6	-366,7	-341,0	-468,2	-404,6
300,0	-475,0	-514,3	-368,2	-408,7	-388,7	-433,3	-410,6	-452,1	-348,2	-346,3	-478,6	-391,0	-365,5	-488,2	-426,8

Tabela C.11 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 0-2,5 (Continuação)

PFN 0-2,5 (CONTINUAÇÃO)															
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO						
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA	EC4	EC5	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
319,2	-499,3	-539,9	-392,2	-434,3	-415,6	-462,0	-435,7	-478,7	-373,0	-369,6	-501,8	-414,8	-390,5	-508,8	-449,6
339,8	-526,8	-568,3	-420,5	-464,2	-447,7	-496,3	-465,0	-509,6	-402,7	-397,4	-527,5	-442,6	-418,6	-529,2	-473,9
360,0	-552,5	-595,1	-446,3	-491,6	-476,2	-526,9	-491,6	-537,9	-428,9	-421,9	-550,8	-467,2	-444,5	-549,8	-497,2
380,0	-578,2	-622,0	-472,7	-519,8	-506,2	-559,1	-519,0	-567,0	-456,2	-447,6	-574,3	-492,7	-471,6	-570,2	-520,9
400,0	-603,4	-648,6	-498,8	-547,8	-535,3	-590,5	-545,8	-595,6	-482,9	-472,6	-596,6	-517,4	-498,5	-590,4	-544,4
420,0	-630,8	-677,6	-528,4	-579,5	-569,3	-627,1	-576,2	-628,1	-513,8	-500,9	-620,4	-545,0	-526,8	-608,2	-567,5
440,0	-656,8	-705,5	-555,5	-609,1	-600,0	-660,6	-604,1	-658,4	-541,9	-526,6	-643,0	-570,5	-555,1	-628,6	-591,8
460,0	-682,2	-732,7	-581,9	-637,7	-629,6	-693,0	-631,2	-687,8	-568,3	-550,8	-664,6	-594,6	-583,2	-649,4	-616,3
480,0	-708,1	-760,9	-609,7	-668,3	-661,6	-727,7	-659,8	-719,0	-596,6	-576,7	-686,6	-620,0	-613,2	-670,8	-642,0
500,0	-733,7	-788,8	-636,8	-697,9	-692,0	-761,2	-687,5	-749,3	-623,8	-601,7	-708,2	-644,6	-642,5	-692,4	-667,4
520,0	-762,8	-821,2	-669,2	-734,0	-730,1	-803,5	-720,7	-786,2	-657,8	-632,2	-731,5	-673,8	-676,6	-712,6	-694,6
540,0	-788,4	-849,4	-695,6	-763,9	-759,7	-836,6	-747,9	-816,6	-683,5	-656,2	-752,4	-697,4	-705,6	-734,9	-720,2
560,0	-814,9	-879,0	-723,4	-795,1	-790,6	-871,2	-776,3	-848,4	-710,2	-680,9	-774,5	-721,8	-736,8	-758,4	-747,6
580,0	-842,9	-911,2	-753,0	-829,4	-824,5	-910,1	-806,8	-883,6	-739,2	-707,5	-797,0	-747,9	-771,1	-783,4	-777,2
600,0	-870,8	-943,0	-782,9	-863,5	-858,4	-948,7	-837,4	-918,4	-768,2	-733,9	-819,1	-773,8	-805,2	-808,1	-806,6
620,0	-902,8	-980,3	-817,4	-904,1	-898,4	-994,8	-872,9	-959,7	-802,1	-764,4	-843,4	-803,3	-844,3	-834,2	-839,3
640,0	-929,6	-1011,2	-845,8	-936,6	-929,9	-1030,9	-901,8	-992,9	-828,7	-789,1	-864,5	-827,4	-877,4	-859,7	-868,6
660,0	-960,5	-1047,1	-877,9	-974,9	-966,4	-1073,6	-934,9	-1031,9	-859,0	-817,0	-888,2	-854,7	-915,8	-888,0	-901,9
680,4	-990,5	-1081,9	-908,5	-1011,0	-1000,1	-1113,1	-966,4	-1068,7	-887,0	-843,4	-911,3	-880,6	-951,6	-916,3	-934,0
700,0	-1019,9	-1116,1	-939,6	-1047,0	-1034,9	-1153,6	-998,1	-1105,6	-916,1	-870,2	-934,6	-907,0	-988,1	-943,4	-965,8
720,0	-1063,7	-1172,6	-988,9	-1110,6	-1095,0	-1227,2	-1049,2	-1170,2	-963,8	-911,3	-961,4	-945,5	-1048,8	-978,5	-1013,6
740,0	-1090,1	-1204,7	-1016,5	-1144,1	-1126,0	-1264,3	-1077,5	-1204,4	-988,3	-934,3	-981,1	-967,9	-1083,8	-1005,4	-1044,6
760,0	-1124,5	-1247,5	-1052,9	-1189,7	-1167,4	-1315,8	-1114,9	-1251,0	-1021,0	-964,1	-1004,4	-996,5	-1130,4	-1038,5	-1084,4
779,8	-1151,2	-1279,9	-1079,6	-1222,6	-1196,4	-1351,2	-1142,4	-1284,6	-1043,8	-986,2	-1024,6	-1018,2	-1164,5	-1066,8	-1115,6
800,0	-1180,7	-1316,5	-1109,4	-1260,4	-1229,4	-1392,4	-1173,2	-1323,1	-1069,0	-1010,2	-1045,9	-1041,7	-1204,8	-1099,0	-1151,9
819,4	-1211,2	-1355,6	-1140,4	-1300,9	-1264,3	-1437,0	-1205,3	-1364,5	-1094,9	-1034,9	-1067,5	-1065,8	-1248,7	-1133,8	-1191,2
840,0	-1249,9	-1407,6	-1181,8	-1356,6	-1312,9	-1500,6	-1248,2	-1421,6	-1129,9	-1066,1	-1092,5	-1096,2	-1310,9	-1178,9	-1244,9
860,0	-1284,1	-1454,0	-1217,0	-1404,8	-1353,2	-1554,2	-1284,8	-1471,0	-1157,8	-1092,2	-1114,3	-1121,4	-1364,2	-1219,9	-1292,0
880,0	-1315,3	-1495,2	-1248,6	-1447,2	-1387,9	-1600,1	-1317,3	-1514,2	-1182,2	-1115,8	-1135,4	-1144,5	-1410,0	-1256,9	-1333,4
900,0	-1349,3	-1543,2	-1282,6	-1496,4	-1426,0	-1653,7	-1352,6	-1564,4	-1206,2	-1139,3	-1155,8	-1167,1	-1465,7	-1301,0	-1383,4
920,6	-1395,0	-1612,3	-1330,2	-1569,2	-1481,9	-1735,2	-1402,4	-1638,9	-1239,8	-1170,0	-1179,6	-1196,5	-1547,8	-1362,0	-1454,9
940,0	-1433,4	-1674,1	-1369,3	-1633,4	-1527,0	-1806,0	-1443,2	-1704,5	-1263,4	-1192,1	-1196,9	-1217,4	-1622,6	-1419,4	-1521,0
960,0	-1466,9	-1727,4	-1402,8	-1688,3	-1565,2	-1865,8	-1478,3	-1760,5	-1283,0	-1210,8	-1212,5	-1235,4	-1686,7	-1470,5	-1578,6
980,0	-1504,1	-1792,3	-1440,7	-1755,1	-1609,0	-1939,6	-1517,9	-1829,0	-1302,0	-1228,6	-1225,9	-1252,2	-1768,3	-1533,8	-1651,1
1000,0	-1548,0	-1886,2	-1486,6	-1853,8	-1665,6	-2049,5	-1566,7	-1929,8	-1316,4	-1239,1	-1228,3	-1261,3	-1891,4	-1625,0	-1758,2
1020,0	-1576,2	-1946,8	-1514,0	-1915,1	-1697,4	-2115,5	-1595,9	-1992,4	-1321,4	-1243,4	-1230,0	-1265,0	-1970,9	-1689,4	-1830,1
1040,0	-1603,0	-2031,2	-1540,1	-2001,6	-1730,4	-2209,4	-1624,5	-2080,8	-1307,5	-1227,8	-1211,5	-1249,0	-2093,5	-1785,8	-1939,7
1059,6	-1619,0	-2192,9	-1555,8	-2168,9	-1761,7	-2390,8	-1645,5	-2250,8	-1225,7	-1140,0	-1117,9	-1161,2	-2352,7	-1987,7	-2170,2
1078,0															

RUPTURA

Tabela C.12 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 15-2,5

PFN 15-2,5												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,1	-0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,2	0,0	-0,1
10,2	-11,6	-3,2	-11,9	-4,3	-12,6	-5,3	-12,0	-4,3	-15,1	-17,5	-15,4	-16,0
20,8	-26,3	-10,4	-26,5	-12,4	-28,1	-13,8	-27,0	-12,2	-31,9	-37,7	-32,6	-34,1
30,0	-40,6	-17,4	-40,8	-20,3	-43,1	-21,6	-41,5	-19,8	-49,2	-57,8	-49,9	-52,3
40,0	-54,4	-23,3	-54,1	-26,6	-56,4	-28,1	-55,0	-26,0	-65,0	-76,6	-66,7	-69,4
50,0	-68,8	-29,9	-67,9	-34,0	-71,0	-35,4	-69,2	-33,1	-81,4	-96,0	-84,2	-87,2
60,4	-83,5	-36,0	-82,4	-40,9	-86,8	-43,4	-84,2	-40,1	-99,1	-116,2	-102,0	-105,8
70,2	-97,0	-41,9	-95,9	-47,8	-100,3	-49,9	-97,7	-46,5	-115,4	-135,1	-118,8	-123,1
80,0	-109,1	-45,8	-107,6	-52,7	-113,2	-55,8	-110,0	-51,4	-130,3	-151,7	-134,4	-138,8
90,0	-117,8	-45,6	-115,8	-52,9	-121,8	-56,4	-118,5	-51,6	-141,6	-164,6	-146,4	-150,9
100,2	-136,2	-56,5	-134,4	-65,0	-141,5	-68,6	-137,4	-63,4	-164,4	-189,8	-168,2	-174,2
110,0	-152,0	-64,2	-150,6	-74,0	-158,6	-78,1	-153,8	-72,1	-183,6	-211,9	-187,7	-194,4
120,0	-165,5	-70,4	-163,8	-81,1	-172,3	-85,1	-167,2	-78,9	-199,4	-229,7	-204,2	-211,1
130,0	-178,1	-74,3	-176,0	-85,3	-185,2	-90,5	-179,8	-83,4	-214,3	-247,2	-220,6	-227,4
140,0	-190,9	-79,0	-188,3	-90,6	-197,6	-95,6	-192,3	-88,4	-229,0	-264,5	-236,2	-243,2
150,0	-205,4	-85,2	-202,2	-97,4	-212,9	-103,2	-206,8	-95,3	-246,5	-284,4	-253,9	-261,6
160,0	-221,5	-93,5	-218,2	-106,6	-229,4	-112,2	-223,0	-104,1	-265,7	-306,2	-273,6	-281,8

Tabela C.12 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 15-2,5 (Continuação)

PFN 15-2,5 (CONTINUAÇÃO)												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
170,2	-239,3	-102,6	-236,4	-117,1	-248,0	-122,5	-241,2	-114,1	-287,0	-329,5	-294,7	-303,8
180,0	-254,0	-109,7	-251,3	-124,9	-263,9	-131,2	-256,4	-121,9	-304,8	-349,2	-313,0	-322,3
190,4	-269,9	-117,2	-267,4	-133,7	-280,6	-139,9	-272,6	-130,3	-323,8	-370,3	-332,9	-342,3
200,0	-283,9	-123,4	-281,2	-140,5	-295,4	-147,4	-286,8	-137,1	-340,8	-389,5	-350,4	-360,2
210,0	-298,9	-130,3	-296,2	-148,4	-310,3	-154,7	-301,8	-144,5	-358,6	-409,0	-368,9	-378,8
220,0	-314,6	-137,3	-311,6	-156,1	-326,0	-162,5	-317,4	-152,0	-377,3	-429,8	-388,3	-398,5
230,0	-329,9	-143,6	-327,0	-163,6	-342,6	-170,8	-333,2	-159,3	-396,5	-451,0	-407,5	-418,3
240,0	-346,6	-150,4	-343,7	-171,1	-359,5	-178,1	-349,9	-166,5	-416,6	-473,3	-428,4	-439,4
250,0	-361,8	-157,1	-358,7	-178,7	-375,5	-185,9	-365,3	-173,9	-435,4	-493,4	-447,6	-458,8
260,0	-377,0	-164,0	-373,6	-186,2	-390,5	-193,2	-380,4	-181,2	-453,6	-513,1	-466,8	-477,8
270,0	-391,9	-170,6	-388,6	-193,7	-406,2	-200,9	-395,6	-188,4	-472,3	-533,3	-485,8	-497,1
280,0	-409,3	-177,7	-405,7	-201,7	-423,8	-208,8	-413,0	-196,1	-493,4	-556,6	-507,1	-519,0
290,0	-422,5	-180,1	-418,2	-204,6	-436,6	-212,2	-425,8	-199,0	-509,5	-574,1	-524,2	-535,9
300,2	-436,1	-185,4	-431,2	-210,2	-450,0	-217,7	-439,1	-204,4	-526,3	-592,3	-541,7	-553,4
310,0	-454,9	-193,6	-449,9	-219,6	-469,3	-226,8	-458,0	-213,3	-550,1	-618,5	-566,2	-578,2
320,0	-471,1	-200,4	-465,7	-227,0	-485,4	-234,1	-474,1	-220,5	-570,0	-640,1	-586,6	-598,9
330,2	-489,7	-209,2	-484,4	-236,8	-504,6	-243,8	-492,9	-229,9	-593,0	-664,8	-609,8	-622,6
340,0	-507,2	-215,6	-501,7	-244,3	-523,0	-251,8	-510,6	-237,2	-615,4	-688,6	-632,4	-645,4
350,0	-526,3	-222,6	-520,4	-252,6	-541,9	-259,8	-529,6	-245,0	-639,4	-714,7	-656,6	-670,2
360,2	-540,5	-224,6	-533,8	-255,1	-556,1	-263,0	-543,4	-247,6	-657,8	-734,2	-676,1	-689,4
370,0	-558,7	-230,3	-551,6	-262,0	-575,2	-270,1	-561,8	-254,1	-681,6	-760,1	-700,6	-714,1
380,2	-575,5	-232,6	-568,2	-265,6	-592,3	-274,1	-578,7	-257,4	-705,1	-785,0	-723,1	-737,8
390,2	-596,3	-239,8	-589,1	-274,1	-614,3	-283,0	-599,9	-265,6	-733,2	-814,3	-749,8	-765,8
400,0	-613,8	-242,4	-606,5	-278,3	-632,4	-287,5	-617,6	-269,4	-758,2	-841,0	-775,2	-791,4
410,0	-630,0	-247,4	-622,4	-284,3	-649,6	-294,0	-634,0	-275,2	-780,0	-863,8	-796,3	-813,4
420,0	-652,9	-251,5	-646,1	-290,8	-674,4	-301,1	-657,8	-281,1	-813,1	-899,0	-828,2	-846,8
430,0	-670,8	-256,2	-663,8	-296,9	-693,2	-307,4	-676,0	-286,8	-837,6	-924,7	-852,0	-871,4
440,0	-689,2	-261,4	-682,2	-303,5	-712,8	-314,6	-694,7	-293,2	-862,8	-951,4	-877,2	-897,1
450,0	-709,6	-264,7	-703,0	-308,6	-734,3	-320,4	-715,6	-297,9	-892,6	-983,3	-906,0	-927,3
460,0	-732,1	-266,6	-725,6	-313,2	-758,4	-325,6	-738,7	-301,8	-925,9	-1018,6	-938,4	-961,0
470,0	-754,6	-271,3	-748,7	-320,4	-783,4	-333,8	-762,2	-308,5	-958,3	-1052,9	-969,4	-993,5
480,0	-778,8	-276,4	-773,5	-327,8	-809,5	-341,8	-787,3	-315,3	-994,1	-1090,6	-1003,7	-1029,4
490,0	-801,8	-278,8	-796,8	-332,8	-834,7	-347,8	-811,1	-319,8	-1029,1	-1127,8	-1037,5	-1064,8
500,0	-821,3	-277,7	-816,4	-333,7	-854,3	-348,8	-830,6	-320,1	-1058,6	-1159,2	-1066,1	-1094,6
510,2	-843,4	-277,7	-838,2	-336,0	-878,2	-352,4	-853,2	-322,0	-1092,5	-1195,0	-1098,5	-1128,6
520,0	-885,7	-279,2	-881,9	-343,3	-924,8	-361,7	-897,5	-328,1	-1159,4	-1264,3	-1159,0	-1194,2
530,0	-907,0	-279,6	-903,1	-345,8	-947,6	-365,3	-919,2	-330,2	-1192,6	-1298,9	-1190,6	-1227,4
540,0	-927,6	-279,8	-923,8	-348,4	-969,5	-368,3	-940,3	-332,2	-1224,0	-1332,0	-1220,9	-1259,0
550,0	-948,6	-280,6	-945,2	-351,5	-992,5	-372,1	-962,1	-334,7	-1256,4	-1366,6	-1251,8	-1291,6
560,0	-977,4	-281,4	-974,0	-355,4	-1022,8	-376,7	-991,4	-337,8	-1300,8	-1413,6	-1293,1	-1335,8
570,0	-1012,9	-281,8	-1010,6	-360,6	-1061,8	-383,0	-1028,4	-341,8	-1358,2	-1474,3	-1345,4	-1392,6
580,0	-1046,4	-280,2	-1044,8	-363,2	-1097,8	-386,8	-1063,0	-343,4	-1411,7	-1530,5	-1395,1	-1445,8
590,0	-1072,2	-267,6	-1071,6	-355,7	-1127,3	-381,2	-1090,4	-334,8	-1462,1	-1582,8	-1438,3	-1494,4
600,0	-1134,2	-257,5	-1135,0	-354,2	-1195,8	-382,7	-1155,0	-331,5	-1569,1	-1691,3	-1532,4	-1597,6
610,0	-1163,2	-253,0	-1164,2	-353,2	-1227,6	-382,0	-1185,0	-329,4	-1619,3	-1742,6	-1577,0	-1646,3
620,0	-1199,4	-242,3	-1201,6	-348,6	-1267,7	-379,1	-1222,9	-323,3	-1684,8	-1810,3	-1634,6	-1709,9
630,8	-1249,1	-217,1	-1253,0	-333,2	-1325,0	-368,9	-1275,7	-306,4	-1782,5	-1910,9	-1717,9	-1803,8
640,0	-1288,6	-193,2	-1294,4	-318,6	-1370,2	-358,1	-1317,7	-290,0	-1860,7	-1993,0	-1786,8	-1880,2
650,2	-1336,7	-154,9	-1344,7	-289,7	-1426,7	-335,5	-1369,4	-260,0	-1964,6	-2101,2	-1876,6	-1980,8
660,0	-1396,8	-89,9	-1406,6	-241,3	-1496,6	-292,3	-1433,4	-207,8	-2102,9	-2245,7	-1994,6	-2114,4
670,4	RUPTURA											

Tabela C.13 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 24-2,5

PFN 24-2,5												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,1	0,2	-0,2	-1,0	-0,5	-0,1	-0,3	-0,3	0,0	0,0	0,2	0,0
20,0	-34,9	-3,6	-44,2	-14,6	-57,0	-22,3	-45,4	-13,5	-55,0	-49,7	-69,6	-52,3
40,0	-71,6	-10,8	-82,0	-29,2	-101,0	-42,1	-84,9	-27,4	-104,9	-96,5	-137,3	-100,7
60,0	-110,9	-18,4	-123,0	-44,5	-147,6	-62,4	-127,2	-41,8	-158,6	-147,8	-206,9	-153,2
80,0	-149,6	-21,0	-163,8	-57,6	-195,7	-82,7	-169,7	-53,8	-215,8	-200,9	-273,4	-208,3
100,0	-186,7	-22,2	-205,9	-71,2	-247,0	-104,0	-213,2	-65,8	-276,2	-257,8	-341,0	-267,0
120,0	-226,4	-23,4	-246,0	-84,8	-297,0	-125,5	-256,5	-77,9	-335,5	-313,4	-401,5	-324,5
140,0	-263,8	-23,3	-287,3	-98,2	-348,4	-146,4	-299,8	-89,3	-397,0	-370,6	-460,8	-383,8
160,0	-301,8	-22,9	-332,6	-111,6	-403,2	-168,2	-345,9	-100,9	-461,8	-431,0	-519,8	-446,4
180,0	-344,5	-15,1	-380,0	-121,7	-460,9	-187,3	-395,2	-108,0	-532,3	-498,0	-580,6	-515,2
200,0	-379,8	-9,5	-428,4	-130,6	-517,6	-205,6	-441,9	-115,2	-604,1	-564,5	-638,9	-584,3
210,0	-395,9	-5,8	-453,6	-133,6	-547,3	-214,0	-465,6	-117,8	-643,2	-600,2	-669,1	-621,7
220,0	-420,4	-0,6	-483,8	-138,2	-581,2	-224,4	-495,1	-121,1	-687,4	-641,3	-702,5	-664,3
230,0	-441,4	2,6	-510,8	-141,8	-613,7	-232,7	-522,0	-124,0	-729,4	-679,7	-733,9	-704,5
240,0	-460,9	6,6	-535,8	-145,0	-643,9	-240,6	-546,9	-126,3	-769,0	-716,2	-763,7	-742,6
250,2	-482,6	10,8	-564,5	-146,8	-679,3	-247,8	-575,5	-127,9	-816,5	-758,6	-796,3	-787,6
260,0	-503,4	17,8	-593,8	-147,5	-715,6	-254,0	-604,2	-127,9	-865,4	-802,1	-829,4	-833,8
270,0	-524,8	25,7	-623,2	-146,8	-752,2	-258,8	-633,4	-126,6	-916,1	-847,2	-863,8	-881,6
280,0	-545,4	37,2	-652,1	-143,4	-788,2	-261,1	-661,9	-122,4	-968,9	-894,7	-899,8	-931,8
290,0	-570,2	50,0	-686,4	-140,5	-830,5	-264,4	-695,7	-118,3	-1029,1	-949,0	-941,0	-989,0
300,0	-613,4	69,7	-724,2	-132,4	-881,9	-264,6	-739,8	-109,1	-1103,0	-1017,4	-992,2	-1060,2
310,0	-649,0	100,0	-770,5	-117,2	-942,4	-257,5	-787,3	-91,6	-1190,6	-1099,2	-1053,1	-1144,9
320,0	-673,4	118,7	-802,1	-102,7	-980,2	-250,0	-818,6	-78,0	-1250,9	-1155,8	-1097,5	-1203,4
330,0	-706,0	160,4	-847,7	-69,8	-1034,9	-227,8	-862,8	-45,7	-1345,0	-1244,2	-1165,9	-1294,6
340,0	-733,1	220,2	-897,2	-21,8	-1094,8	-192,0	-908,4	2,1	-1456,6	-1349,0	-1249,2	-1402,8
350,0	-785,8	387,0	-986,0	123,1	-1198,3	-48,8	-990,0	153,8	-1696,3	-1569,8	-1420,3	-1633,1
360,8	RUPTURA											

Tabela C.14 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 30-2,5

PFN 30-2,5												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,1	-0,2	-0,2	-0,2	0,0	0,0	-0,1	-0,2	0,0	0,0	-0,2	0,0
20,2	-47,5	-21,0	-41,3	-8,2	-29,8	0,1	-39,5	-9,7	-38,2	-55,2	-48,5	-46,7
40,6	-93,0	-37,1	-78,0	-14,4	-58,9	-1,0	-76,6	-17,5	-77,0	-108,0	-97,7	-92,5
60,0	-133,4	-50,9	-110,6	-20,4	-85,2	-2,3	-109,8	-24,5	-115,7	-155,5	-145,9	-135,6
60,0	-129,7	-49,0	-108,2	-19,0	-83,2	-1,0	-107,0	-23,0	-113,0	-152,9	-142,8	-133,0
80,0	-173,9	-64,3	-143,5	-25,7	-111,4	-2,4	-142,9	-30,8	-155,0	-204,2	-194,6	-179,6
100,0	-217,4	-78,2	-178,3	-31,2	-139,4	-2,3	-178,4	-37,2	-197,0	-255,6	-247,0	-226,3
120,0	-264,6	-91,1	-214,8	-35,0	-168,7	0,0	-216,0	-42,0	-243,1	-310,8	-304,8	-277,0
140,0	-308,5	-102,6	-250,0	-38,9	-197,4	2,5	-252,0	-46,3	-288,7	-364,3	-361,0	-326,5
160,0	-357,7	-112,4	-288,5	-38,4	-227,4	14,4	-291,2	-45,5	-340,1	-425,3	-427,0	-382,7
180,0	-403,2	-122,0	-324,7	-39,4	-256,6	22,2	-328,2	-46,4	-389,5	-481,9	-488,6	-435,7
200,0	-459,8	-129,6	-367,3	-34,8	-290,6	40,9	-372,6	-41,2	-448,8	-552,2	-566,4	-500,5
220,0	-508,7	-132,7	-405,1	-27,6	-320,9	59,6	-411,6	-33,6	-505,0	-616,3	-637,7	-560,6
240,0	-561,6	-135,5	-445,6	-18,0	-352,2	82,2	-453,1	-23,8	-566,9	-686,6	-715,9	-626,8
260,0	-639,8	-118,9	-502,0	15,4	-396,4	141,1	-512,7	12,5	-667,9	-800,2	-844,3	-734,0
280,0	-720,6	-77,0	-559,6	72,7	-443,5	232,0	-574,6	75,9	-787,0	-931,2	-988,6	-859,1
300,0	-803,3	-13,2	-618,4	159,8	-488,4	354,5	-636,7	167,0	-923,0	-1081,9	-1148,6	-1002,5
320,0	-931,2	189,7	-694,0	406,1	-537,7	652,1	-721,0	416,0	-1180,3	-1368,0	-1447,2	-1274,2
330,0	-1045,3	513,8	-748,3	773,3	-559,1	1072,6	-784,2	786,6	-1504,1	-1720,1	-1808,6	-1612,1
336,0	RUPTURA											

Tabela C.15 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 40-2,5

PFN 40-2,5												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,2	-0,2	-0,2	-0,4	0,0	0,0	0,0	-0,2	0,0	0,0	0,2	0,1
20,0	-27,4	13,1	-22,3	17,0	-26,6	8,9	-25,4	13,0	-54,2	-62,2	-45,8	-54,1
40,0	-63,4	21,6	-77,0	4,1	-83,5	-12,5	-74,6	4,4	-117,8	-132,5	-98,6	-116,3
60,0	-102,7	46,6	-112,6	25,4	-120,5	3,8	-111,9	25,3	-189,4	-213,1	-166,8	-189,8
80,0	-135,8	83,3	-150,5	53,0	-161,3	17,0	-149,2	51,1	-264,0	-289,0	-235,2	-262,7
100,0	-171,1	129,2	-193,7	95,0	-206,4	34,1	-190,4	86,1	-347,8	-365,5	-313,9	-342,4
110,0	-189,6	160,1	-214,6	127,2	-230,2	51,4	-211,4	112,9	-391,9	-385,7	-356,2	-377,9
120,0	-205,0	179,4	-233,3	150,0	-250,6	59,5	-229,6	129,6	-429,8	-416,2	-390,0	-412,0
129,8	-220,3	212,2	-250,6	181,3	-270,0	80,4	-247,0	158,0	-477,1	-451,2	-431,8	-453,4
140,0	-238,8	235,0	-276,7	194,5	-297,8	91,0	-271,1	173,5	-524,9	-490,8	-474,0	-496,6
150,0	-260,4	267,0	-311,3	213,6	-334,8	107,8	-302,2	196,1	-581,8	-535,2	-524,4	-547,1
160,0	-279,8	315,0	-336,0	258,6	-363,6	147,6	-326,5	240,4	-646,1	-590,6	-585,4	-607,4
170,0	-302,6	384,5	-358,6	329,9	-390,7	212,4	-350,6	308,9	-718,8	-639,6	-658,1	-672,2
180,0	-322,3	453,2	-383,5	388,2	-419,0	271,2	-375,0	370,9	-796,1	-711,4	-737,8	-748,4
190,0	-346,1	571,2	-412,6	490,4	-452,9	382,3	-403,8	481,3	-904,1	-791,8	-845,5	-847,1
200,0	-364,6	689,4	-441,8	597,0	-484,1	484,1	-430,2	590,2	-1013,5	-892,6	-961,0	-955,7
210,0	-385,4	848,9	-467,3	744,6	-513,8	624,7	-455,5	739,4	-1142,6	-996,5	-1093,0	-1077,4
220,0	-396,7	1044,0	-484,8	931,0	-535,7	795,6	-472,4	923,5	-1292,2	-1146,0	-1258,3	-1232,2
230,0	-407,0	1403,6	-505,9	1273,2	-559,7	1142,6	-490,9	1273,2	-1549,0	-1399,4	-1540,1	-1496,2
240,0	-409,7	1965,7	-536,4	1809,4	-586,8	1682,4	-511,0	1819,2	-1958,6	-1834,3	-2005,4	-1932,8
246,0	RUPTURA											

Tabela C.16 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 50-2,5

PFN 50-2,5												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA*
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,0	0,2	-0,1	0,2	-0,2	0,1	-0,1	0,2	0,0	0,0	-0,2	-0,1
10,2	-26,9	15,6	-31,0	5,4	-36,7	-0,6	-31,5	6,8	-43,4	-50,4	-44,6	-47,5
20,0	-44,2	20,4	-51,4	5,4	-60,2	-3,6	-51,9	7,4	-73,7	-81,6	-71,5	-76,6
30,2	-62,6	26,9	-71,8	7,9	-84,2	-4,1	-72,9	10,2	-101,8	-115,0	-100,8	-107,9
40,0	-84,5	33,1	-94,1	10,6	-108,7	-3,1	-95,8	13,5	-130,1	-150,7	-134,4	-142,6
50,0	-114,0	30,7	-116,5	13,4	-126,5	4,8	-119,0	16,3	-153,4	-186,7	-175,2	-181,0
60,0	-135,8	37,9	-138,8	16,9	-150,5	7,0	-141,7	20,6	-181,7	-223,4	-208,6	-216,0
70,0	-165,6	41,3	-161,9	23,6	-169,4	16,9	-165,6	27,3	-206,9	-262,6	-251,3	-256,9
80,0	-191,8	48,7	-184,8	29,2	-191,0	22,8	-189,2	33,6	-235,2	-301,2	-289,9	-295,6
90,0	-219,8	65,3	-210,1	39,7	-215,3	31,7	-215,1	45,6	-266,9	-346,3	-335,0	-340,7
100,0	-248,6	85,7	-236,4	55,3	-241,9	44,6	-242,3	61,9	-302,9	-395,5	-382,8	-389,2
109,8	-282,2	123,8	-264,8	95,3	-267,1	89,5	-271,4	102,9	-356,2	-466,1	-448,3	-457,2
120,2	-320,9	196,1	-297,5	168,7	-297,1	172,8	-305,2	179,2	-428,9	-567,4	-541,4	-554,4
130,4	-356,2	284,6	-328,2	250,9	-327,4	268,0	-337,2	267,8	-503,0	-672,7	-636,5	-654,6
140,4	-380,6	512,6	-346,8	469,0	-347,3	491,9	-358,2	491,2	-644,2	-862,6	-833,3	-847,9
150,2	-402,2	748,1	-367,2	685,7	-366,7	712,6	-378,7	715,4	-771,6	-1046,6	-1013,5	-1030,1
160,2	-417,6	978,2	-384,4	897,7	-385,9	935,0	-396,0	937,0	-898,6	-1225,7	-1185,1	-1205,4
170,0	-431,0	1229,5	-401,3	1129,2	-406,8	1179,1	-413,0	1179,3	-993,1	-1417,7	-1367,0	-1392,4
180,2	-437,8	1556,6	-409,9	1446,8	-423,1	1518,1	-423,6	1507,2	-1096,8	-1659,8	-1599,8	-1629,8
189,8	-453,1	2109,6	-440,2	1996,8	-463,2	2131,3	-452,2	2079,2	-1274,6	-2074,3	-1997,5	-2035,9
200,0	-486,5	3029,0	-498,1	2965,9	-549,4	3095,8	-511,3	3030,2	-1582,6	-2775,8	-2682,5	-2729,2
201,2	RUPTURA											

\* Os dados do extensômetro EC1 não foram utilizados para o cálculo da média

Tabela C.17 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 60-2,5

PFN 60-2,5												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA*
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	1,0	0,0	0,5	0,0	0,1	-0,5	0,5	0,0	2,4	2,2	3,1	2,3
10,2	-76,8	12,6	-92,4	0,0	-108,0	-25,1	-92,4	12,6	-237,6	-193,0	-227,8	-215,3
20,0	-137,2	49,6	-161,0	0,0	-187,3	-17,4	-161,8	49,6	-466,1	-388,1	-470,2	-427,1
30,0	-198,5	90,0	-213,6	0,0	-253,2	16,9	-221,8	90,0	-691,2	-589,7	-726,5	-640,4
40,0	-267,7	142,8	-268,8	0,0	-296,8	140,5	-277,8	142,8	-926,9	-826,1	-1042,3	-876,5
50,0	-301,3	206,2	-293,3	0,0	-313,2	242,9	-302,6	206,2	-1079,5	-977,3	-1226,2	-1028,4
60,0	-318,8	276,6	-305,0	0,0	-318,8	349,8	-314,2	276,6	-1219,7	-1112,6	-1350,7	-1166,2
70,0	-361,9	373,2	-335,0	0,0	-346,1	480,2	-347,7	373,2	-1403,0	-1295,3	-1507,9	-1349,2
80,0	-388,0	503,4	-347,8	0,0	-353,8	651,4	-363,2	503,4	-1583,8	-1462,3	-1419,1	-1523,0
90,0	-398,9	601,4	-356,9	0,0	-356,9	772,7	-370,9	601,4	-1698,7	-1574,2	-1443,1	-1636,4
100,0	-422,4	747,2	-369,4	0,0	-366,6	948,0	-386,1	747,2	-1860,2	-1732,1	-1563,1	-1796,2
110,0	-431,9	962,8	-361,4	0,0	-356,9	1192,1	-383,4	962,8	-2036,4	-1916,4	-1718,4	-1976,4
120,0	-447,1	1203,6	-360,2	0,0	-352,1	1463,3	-386,5	1203,6	-2230,8	-2113,2	-1831,4	-2172,0
130,0	-458,3	1475,8	-351,1	0,0	-334,8	-12834,5	-381,4	1475,8	-2445,1	-2325,8	-2011,0	-2385,5
140,0	-479,5	1730,5	-356,2	0,0	-333,5	-12834,5	-389,7	1730,5	-2651,5	-2520,0	-2148,2	-2585,8
150,0	-475,1	2129,8	-326,2	0,0	-292,2	-12834,5	-364,5	2129,8	-2928,0	-2712,5	-2318,4	-2820,2
155,0	-502,2	2484,2	-336,7	0,0	-296,8	-12834,5	-378,6	2484,2	-3113,8	-2867,5	-2453,5	-2990,6
160,0	-517,8	-12322,7	-331,7	0,0	-281,2	-12834,5	-376,9	-12578,6	-3188,9	-2896,3	-2619,8	-3042,6
164,8	RUPTURA											

\* Os dados do extensômetro EC3 não foram utilizados para o cálculo da média

Tabela C.18 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 0-2

PFN 0-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,2	0,0	-0,1	0,2	0,2	0,2	0,1	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0
20,0	-18,5	-21,2	-24,1	-28,9	-32,4	-37,7	-25,0	-29,3	-25,4	-18,5	-17,8	-20,6
40,0	-41,2	-44,2	-46,7	-54,0	-59,6	-67,7	-49,2	-55,3	-48,2	-37,2	-41,8	-42,4
60,0	-64,6	-66,8	-69,5	-78,2	-87,4	-97,4	-73,8	-80,8	-72,7	-57,4	-68,6	-66,2
80,0	-86,3	-88,0	-93,4	-103,6	-118,4	-130,7	-99,4	-107,4	-100,3	-79,0	-94,1	-91,1
100,0	-108,2	-109,4	-117,6	-129,4	-149,3	-163,7	-125,0	-134,2	-127,0	-99,6	-118,1	-114,9
120,0	-131,5	-132,1	-142,0	-155,3	-180,4	-196,8	-151,3	-161,4	-153,8	-121,2	-143,8	-139,6
140,0	-155,5	-155,8	-167,5	-182,0	-211,8	-230,4	-178,3	-189,4	-181,4	-143,8	-171,1	-165,4
160,0	-180,6	-179,9	-193,1	-208,9	-243,4	-263,8	-205,7	-217,5	-209,3	-166,6	-199,4	-191,8
180,0	-205,0	-202,7	-217,8	-234,2	-273,8	-295,4	-232,2	-244,1	-235,9	-188,9	-227,3	-217,4
200,0	-231,4	-228,1	-245,2	-262,7	-306,7	-330,1	-261,1	-273,6	-265,0	-213,4	-257,0	-245,1
220,0	-255,0	-250,6	-269,4	-288,1	-337,2	-362,5	-287,2	-300,4	-291,6	-235,4	-284,6	-270,6
240,0	-278,8	-273,5	-294,4	-314,3	-367,4	-394,8	-313,5	-327,5	-318,0	-258,0	-310,6	-295,5
260,0	-302,4	-296,6	-319,4	-340,8	-398,0	-427,2	-340,0	-354,9	-344,4	-280,3	-336,7	-320,5
280,0	-327,4	-321,4	-346,9	-370,1	-431,8	-463,6	-368,7	-385,0	-373,7	-305,0	-363,8	-347,5
300,0	-350,9	-344,3	-372,6	-397,2	-462,6	-496,8	-395,4	-412,8	-400,6	-327,6	-388,3	-372,2
320,0	-374,9	-368,3	-399,0	-425,3	-494,0	-530,2	-422,6	-441,2	-427,4	-351,1	-413,5	-397,4
340,0	-398,9	-392,8	-426,0	-454,8	-527,6	-566,9	-450,8	-471,5	-456,0	-375,4	-438,5	-423,3
360,0	-423,4	-417,2	-453,5	-483,8	-559,8	-601,3	-478,9	-500,8	-483,8	-399,4	-463,0	-448,7
380,0	-447,7	-441,8	-480,6	-512,9	-592,1	-636,6	-506,8	-530,4	-511,4	-423,6	-486,7	-473,9
400,0	-472,6	-467,3	-509,4	-543,8	-626,8	-673,7	-536,2	-561,6	-540,7	-448,8	-510,7	-500,1
420,0	-495,1	-490,8	-535,8	-572,4	-658,0	-708,0	-563,0	-590,4	-568,1	-472,8	-533,3	-524,7
440,0	-519,4	-515,6	-563,8	-602,8	-691,6	-744,2	-591,6	-620,9	-596,6	-497,0	-556,6	-550,1
460,0	-542,5	-539,8	-590,6	-631,8	-723,7	-779,2	-619,0	-650,2	-624,0	-521,3	-577,9	-574,4
480,0	-566,9	-565,0	-619,7	-663,2	-758,3	-816,6	-648,3	-681,6	-653,8	-546,7	-600,7	-600,4
500,0	-591,0	-590,4	-648,7	-694,7	-793,0	-854,4	-677,6	-713,2	-683,0	-572,6	-623,0	-626,2

Tabela C.18 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 0-2 (Continuação)

PFN 0-2 (CONTINUAÇÃO)												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
519,6	-613,1	-613,1	-674,4	-722,2	-823,0	-886,3	-703,5	-740,5	-709,2	-595,7	-643,0	-649,3
540,0	-639,4	-641,2	-706,8	-757,6	-862,2	-929,3	-736,1	-776,0	-741,8	-623,8	-667,0	-677,5
560,0	-667,6	-671,3	-741,4	-795,6	-903,8	-975,1	-770,9	-814,0	-777,1	-654,2	-692,4	-707,9
580,0	-690,2	-695,0	-768,0	-824,2	-934,8	-1008,6	-797,7	-842,6	-803,8	-677,5	-712,6	-731,3
600,0	-718,1	-724,8	-802,2	-862,0	-976,3	-1054,3	-832,2	-880,4	-838,6	-708,0	-737,3	-761,3
620,4	-745,9	-754,6	-836,4	-899,6	-1017,7	-1099,6	-866,7	-917,9	-873,1	-737,8	-762,0	-791,0
640,0	-772,6	-783,1	-868,2	-934,6	-1055,0	-1140,2	-898,6	-952,6	-904,1	-765,6	-785,0	-818,2
660,0	-799,9	-812,6	-901,2	-970,9	-1093,6	-1182,8	-931,6	-988,8	-936,7	-794,2	-808,8	-846,6
680,0	-826,3	-841,3	-932,3	-1006,0	-1130,4	-1224,0	-963,0	-1023,8	-966,5	-820,8	-830,9	-872,7
700,0	-850,7	-868,3	-962,2	-1039,4	-1166,0	-1263,8	-993,0	-1057,2	-995,8	-846,0	-850,8	-897,5
720,0	-886,1	-907,6	-1008,4	-1091,8	-1222,6	-1327,2	-1039,0	-1108,8	-1041,1	-884,4	-878,9	-934,8
740,0	-911,3	-935,3	-1038,5	-1125,7	-1258,1	-1367,0	-1069,3	-1142,7	-1070,9	-910,8	-901,2	-961,0
760,0	-939,1	-966,5	-1072,3	-1164,5	-1298,3	-1412,2	-1103,2	-1181,0	-1103,5	-939,8	-924,7	-989,4
779,8	-963,2	-993,1	-1100,4	-1195,6	-1330,4	-1447,6	-1131,4	-1212,1	-1130,2	-964,1	-945,4	-1013,2
800,0	-994,9	-1027,9	-1137,8	-1238,5	-1374,1	-1497,0	-1169,0	-1254,5	-1164,7	-995,3	-970,8	-1043,6
820,0	-1031,9	-1070,2	-1183,9	-1291,8	-1429,6	-1560,2	-1215,1	-1307,4	-1207,7	-1033,2	-1000,6	-1080,5
840,0	-1060,4	-1101,4	-1217,0	-1329,5	-1468,2	-1603,7	-1248,6	-1344,8	-1238,9	-1061,3	-1024,3	-1108,2
860,0	-1092,2	-1137,1	-1253,9	-1372,4	-1510,7	-1652,5	-1285,6	-1387,4	-1271,5	-1091,5	-1049,3	-1137,4
880,4	-1121,6	-1169,8	-1287,8	-1411,2	-1549,7	-1696,3	-1319,7	-1425,8	-1302,7	-1120,1	-1073,0	-1165,3
900,0	-1163,9	-1219,0	-1341,5	-1474,9	-1614,5	-1771,2	-1373,3	-1488,4	-1351,2	-1163,0	-1106,6	-1207,0
920,0	-1196,6	-1255,7	-1379,6	-1519,3	-1658,5	-1821,2	-1411,6	-1532,1	-1385,5	-1194,7	-1132,8	-1237,7
940,4	-1228,8	-1292,5	-1418,9	-1564,6	-1704,2	-1872,7	-1450,6	-1576,6	-1421,3	-1227,4	-1159,2	-1269,3
960,0	-1270,1	-1339,6	-1468,0	-1622,5	-1761,7	-1939,2	-1499,9	-1633,8	-1463,8	-1266,7	-1190,4	-1307,0
980,0	-1309,0	-1384,3	-1516,0	-1680,1	-1819,4	-2005,8	-1548,1	-1690,1	-1507,0	-1306,1	-1220,9	-1344,6
998,8	-1346,8	-1428,0	-1560,7	-1733,5	-1870,8	-2065,4	-1592,8	-1742,3	-1545,4	-1342,3	-1250,4	-1379,4
1020,0	-1388,4	-1475,9	-1610,9	-1793,3	-1930,6	-2134,2	-1643,3	-1801,1	-1589,3	-1382,9	-1282,8	-1418,3
1040,0	-1432,3	-1526,5	-1664,6	-1857,7	-1993,9	-2207,5	-1697,0	-1863,9	-1636,1	-1426,8	-1317,4	-1460,1
1060,0	-1483,3	-1586,9	-1727,4	-1934,9	-2067,4	-2293,9	-1759,4	-1938,6	-1688,4	-1476,7	-1357,0	-1507,4
1060,0	-1483,3	-1586,9	-1727,4	-1934,9	-2067,4	-2293,9	-1759,4	-1938,6	-1688,4	-1476,7	-1357,0	-1507,4
1080,0	-1531,8	-1639,9	-1787,2	-2003,3	-2138,0	-2372,8	-1819,0	-2005,3	-1741,0	-1526,4	-1395,1	-1554,2
1100,0	-1604,3	-1721,0	-1887,6	-2117,2	-2258,3	-2568,4	-1916,7	-2135,5	-1827,6	-1607,8	-1448,6	-1628,0
1120,0	-1633,6	-1752,4	-1920,7	-2154,5	-2296,1	-2665,4	-1950,1	-2190,8	-1857,4	-1636,3	-1472,6	-1655,4
1140,0	-1662,1	-1782,8	-1951,8	-2189,2	-2329,9	-2709,0	-1981,3	-2227,0	-1884,5	-1663,0	-1495,9	-1681,1
1160,0	-1695,7	-1819,0	-1987,3	-2229,6	-2368,4	-2767,7	-2017,2	-2272,1	-1913,8	-1693,0	-1522,8	-1709,8
1180,0	-1735,6	-1861,4	-2030,8	-2278,3	-2415,6	-2830,8	-2060,6	-2323,5	-1951,0	-1729,9	-1555,2	-1745,4
1200,0	-1766,2	-1895,3	-2063,8	-2317,0	-2450,8	-2911,6	-2093,6	-2374,6	-1975,7	-1756,8	-1578,5	-1770,3
1220,0	-1810,1	-1943,0	-2114,9	-2376,8	-2624,2	-3032,2	-2183,0	-2450,7	-2016,7	-1798,6	-1612,6	-1809,3
1238,0	-1847,2	-1986,0	-2162,5	-2435,3	-2718,2	-3301,7	-2242,6	-2574,3	-2053,7	-1834,8	-1638,5	-1842,3
1255,0												

RUPTURA

Tabela C.19 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 15-2

PFN 15-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,1	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20,0	-30,0	-15,1	-35,6	-20,3	-40,2	-24,0	-35,3	-19,8	-46,1	-43,2	-41,3	-43,5
30,0	-45,0	-22,6	-53,0	-29,5	-59,0	-34,7	-52,4	-28,9	-67,4	-64,6	-63,4	-65,1
40,0	-61,0	-29,4	-71,0	-38,2	-78,7	-44,6	-70,2	-37,4	-90,7	-87,1	-86,2	-88,0
50,0	-75,5	-34,1	-87,6	-45,0	-97,0	-52,8	-86,7	-44,0	-113,8	-110,2	-109,2	-111,0
60,0	-92,3	-40,4	-106,3	-53,4	-117,4	-62,8	-105,3	-52,2	-138,5	-134,6	-133,7	-135,6
70,0	-109,6	-48,4	-126,5	-63,1	-140,0	-74,5	-125,4	-62,0	-163,9	-159,8	-158,6	-160,8
80,0	-127,4	-56,2	-147,4	-72,7	-162,5	-85,7	-145,8	-71,5	-190,6	-186,0	-185,0	-187,2
90,0	-145,1	-63,4	-167,9	-82,1	-185,5	-97,1	-166,2	-80,8	-217,2	-211,7	-209,8	-212,9
100,0	-162,8	-70,8	-188,2	-91,2	-208,0	-108,2	-186,3	-90,1	-243,8	-237,4	-235,9	-239,0



Tabela C.19 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 15-2 (Continuação)

PFN 15-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL						CONCRETO					
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
110,0	-180,0	-78,1	-207,2	-100,2	-228,7	-118,6	-205,3	-99,0	-269,3	-262,1	-260,2	-263,8
120,0	-198,5	-86,9	-228,2	-110,5	-251,3	-129,7	-226,0	-109,0	-296,6	-287,5	-285,8	-290,0
130,0	-215,5	-94,1	-247,3	-119,2	-273,1	-140,6	-245,3	-118,0	-322,3	-312,7	-310,3	-315,1
140,0	-233,4	-101,8	-268,1	-128,9	-296,5	-152,3	-266,0	-127,6	-350,4	-338,6	-336,0	-341,7
150,0	-251,9	-108,7	-288,8	-137,5	-319,1	-162,4	-286,6	-136,2	-378,7	-365,8	-362,2	-368,9
160,0	-268,3	-115,9	-307,6	-146,6	-340,3	-173,4	-305,4	-145,3	-404,6	-389,5	-384,7	-393,0
170,0	-286,2	-123,5	-328,1	-156,1	-363,1	-184,3	-325,8	-154,6	-432,7	-415,4	-409,2	-419,1
180,0	-303,6	-131,3	-348,2	-165,7	-385,3	-195,7	-345,7	-164,2	-460,1	-440,6	-432,7	-444,5
190,0	-323,0	-138,1	-371,5	-175,7	-411,0	-207,5	-368,5	-173,8	-491,5	-469,7	-459,6	-473,6
200,0	-339,1	-145,0	-389,9	-184,0	-432,6	-218,6	-387,2	-182,5	-517,4	-493,4	-481,2	-497,4
210,0	-356,9	-152,3	-410,6	-193,2	-456,0	-229,7	-407,8	-191,7	-546,5	-520,1	-504,2	-523,6
220,0	-375,2	-160,3	-432,0	-202,8	-478,8	-240,2	-428,7	-201,1	-576,2	-547,0	-528,7	-550,6
230,0	-392,9	-167,2	-453,1	-212,3	-501,8	-251,0	-449,3	-210,2	-605,3	-573,6	-552,5	-577,1
240,0	-410,0	-174,0	-472,8	-220,7	-525,2	-262,9	-469,4	-219,2	-634,1	-600,2	-576,0	-603,4
250,0	-426,8	-180,8	-492,6	-229,7	-547,2	-273,6	-488,9	-228,0	-662,2	-625,4	-598,6	-628,7
260,0	-446,2	-189,0	-515,3	-239,5	-572,0	-285,1	-511,2	-237,9	-694,6	-655,0	-624,7	-658,1
270,0	-467,3	-196,8	-540,2	-249,7	-599,8	-297,6	-535,8	-248,0	-730,1	-686,9	-651,8	-689,6
280,0	-484,3	-204,4	-559,9	-258,8	-622,4	-309,1	-555,6	-257,4	-757,7	-712,1	-674,2	-714,6
290,0	-504,7	-212,4	-584,3	-268,8	-648,4	-320,9	-579,1	-267,4	-792,2	-743,3	-701,0	-745,5
300,0	-524,2	-219,7	-606,6	-278,0	-672,5	-331,8	-601,1	-276,5	-824,4	-772,3	-726,5	-774,4
310,0	-542,2	-227,6	-627,1	-287,6	-697,4	-344,5	-622,2	-286,6	-853,4	-798,7	-749,8	-800,6
320,0	-560,6	-233,4	-648,5	-296,5	-720,2	-354,7	-643,1	-294,9	-883,7	-827,0	-774,7	-828,5
330,0	-587,2	-243,6	-679,6	-309,0	-754,7	-370,1	-673,8	-307,6	-927,1	-866,2	-807,6	-867,0
340,0	-604,3	-251,2	-698,6	-318,2	-775,8	-380,6	-692,9	-316,7	-953,8	-890,6	-829,4	-891,3
350,0	-625,6	-260,0	-722,8	-328,4	-801,6	-392,5	-716,6	-327,0	-986,9	-921,1	-856,1	-921,4
360,0	-644,2	-267,4	-743,9	-337,4	-824,2	-402,7	-737,4	-335,8	-1016,9	-948,7	-881,0	-948,9
370,0	-666,7	-275,4	-769,7	-347,2	-851,8	-415,1	-762,7	-345,9	-1053,4	-982,1	-909,6	-981,7
380,0	-686,2	-282,0	-791,3	-355,0	-876,1	-425,4	-784,5	-354,1	-1085,0	-1011,4	-936,0	-1010,8
390,0	-707,2	-290,0	-814,7	-364,2	-901,1	-436,0	-807,6	-363,4	-1117,9	-1041,8	-963,1	-1041,0
400,0	-725,6	-297,6	-835,1	-372,2	-922,1	-444,6	-827,6	-371,5	-1146,5	-1068,5	-987,6	-1067,5
410,0	-754,6	-304,9	-866,8	-380,5	-956,5	-455,9	-859,3	-380,4	-1194,7	-1113,6	-1027,0	-1111,8
420,0	-780,6	-313,1	-896,0	-389,8	-986,8	-466,7	-887,8	-389,8	-1237,4	-1153,2	-1062,2	-1151,0
430,0	-803,0	-319,7	-920,3	-397,2	-1013,6	-476,6	-912,3	-397,8	-1274,2	-1187,3	-1092,2	-1184,6
440,0	-825,8	-327,0	-945,2	-405,0	-1040,3	-486,0	-937,1	-406,0	-1310,6	-1221,8	-1123,9	-1218,8
450,0	-852,0	-334,4	-974,0	-413,0	-1070,4	-495,7	-965,5	-414,4	-1353,4	-1261,4	-1159,4	-1258,1
460,0	-876,7	-340,9	-1000,9	-420,0	-1100,3	-505,7	-992,6	-422,2	-1395,1	-1300,6	-1194,0	-1296,6
470,0	-903,5	-348,0	-1030,2	-427,8	-1130,4	-514,8	-1021,4	-430,2	-1439,0	-1341,6	-1230,7	-1337,1
480,0	-933,2	-355,0	-1063,0	-435,2	-1165,1	-524,5	-1053,8	-438,2	-1489,2	-1389,1	-1272,7	-1383,7
490,0	-964,6	-361,3	-1098,1	-442,4	-1203,0	-535,0	-1088,6	-446,2	-1544,2	-1440,0	-1317,1	-1433,8
500,0	-985,1	-366,1	-1119,6	-447,7	-1226,4	-542,4	-1110,4	-452,1	-1578,0	-1471,7	-1346,2	-1465,3
510,0	-1021,6	-372,5	-1159,8	-454,2	-1269,0	-552,0	-1150,1	-459,6	-1641,1	-1531,0	-1398,2	-1523,4
520,0	-1047,2	-379,2	-1187,9	-461,2	-1297,6	-560,0	-1177,6	-466,8	-1683,4	-1570,3	-1434,0	-1562,6
530,0	-1081,1	-384,7	-1224,6	-466,9	-1337,6	-569,2	-1214,4	-473,6	-1742,4	-1624,8	-1482,5	-1616,6
540,0	-1124,6	-388,2	-1273,0	-471,4	-1390,2	-578,4	-1262,6	-479,3	-1823,3	-1698,0	-1547,5	-1689,6
550,0	-1154,6	-393,6	-1305,2	-476,9	-1424,2	-585,7	-1294,7	-485,4	-1875,1	-1745,0	-1590,0	-1736,7
560,0	-1185,6	-398,2	-1339,0	-481,8	-1461,1	-593,4	-1328,6	-491,1	-1930,6	-1795,2	-1635,4	-1787,0
570,0	-1238,8	-398,8	-1397,6	-483,0	-1524,8	-600,1	-1387,1	-494,0	-2033,5	-1886,2	-1715,0	-1878,2
580,0	-1267,7	-403,0	-1429,3	-487,2	-1559,4	-607,0	-1418,8	-499,0	-2085,6	-1933,0	-1757,3	-1925,3
590,0	-1313,3	-402,5	-1479,8	-487,1	-1614,8	-611,4	-1469,3	-500,3	-2175,6	-2011,2	-1826,9	-2004,6
600,0	-1362,1	-400,7	-1534,4	-485,5	-1675,3	-615,1	-1524,0	-500,4	-2274,0	-2096,4	-1901,8	-2090,7
605,0	-1390,2	-397,0	-1565,9	-482,2	-1711,0	-615,5	-1555,7	-498,2	-2333,0	-2147,5	-1946,9	-2142,5
610,0	-1408,7	-395,9	-1586,5	-481,2	-1734,7	-617,3	-1576,6	-498,1	-2370,5	-2180,2	-1976,4	-2175,7
615,0	-1442,2	-387,5	-1624,3	-473,0	-1777,4	-614,3	-1614,6	-491,6	-2444,6	-2244,2	-2032,6	-2240,5
620,0	-1460,5	-385,3	-1644,2	-470,3	-1799,3	-613,6	-1634,7	-489,7	-2482,3	-2277,1	-2062,1	-2273,8
625,0	-1492,9	-375,4	-1680,7	-459,7	-1840,8	-608,3	-1671,5	-481,1	-2555,5	-2340,2	-2117,5	-2337,8
630,0	-1523,5	-362,6	-1715,3	-445,8	-1881,2	-601,9	-1706,7	-470,1	-2627,8	-2403,1	-2173,2	-2401,4
635,0	-1555,0	-345,8	-1750,3	-425,9	-1921,4	-590,4	-1742,2	-454,0	-2705,0	-2469,8	-2232,2	-2469,0
640,0	-1611,8	-309,8	-1815,7	-387,0	-1998,7	-567,8	-1808,8	-421,6	-2851,2	-2594,6	-2341,4	-2595,8
645,0	-1645,4	-288,2	-1854,1	-364,4	-2044,1	-554,4	-1847,9	-402,4	-2937,4	-2668,1	-2406,7	-2670,7
650,0	-1666,9	-273,5	-1878,1	-348,6	-2071,3	-542,8	-1872,1	-388,3	-2992,1	-2715,1	-2449,0	-2718,7
655,0	-1761,7	-162,6	-1987,4	-226,9	-2202,6	-450,1	-1983,9	-279,9	-3281,8	-2958,2	-2660,4	-2966,8
662,0												

Tabela C.20 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 24-2

PFN 24-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20,0	-46,4	-4,9	-49,4	-7,0	-53,5	-10,3	-49,8	-7,4	-75,6	-29,3	-75,1	-60,0
40,4	-86,4	-9,0	-91,9	-13,2	-100,7	-19,8	-93,0	-14,0	-144,5	-66,5	-138,7	-116,6
60,0	-118,3	-13,4	-128,0	-20,6	-142,2	-32,0	-129,5	-22,0	-199,0	-97,0	-186,2	-160,7
80,0	-155,6	-15,4	-169,4	-26,0	-190,0	-42,1	-171,7	-27,8	-264,5	-130,8	-243,8	-213,0
100,0	-191,3	-18,1	-210,1	-32,5	-236,8	-53,6	-212,7	-34,8	-326,4	-162,5	-296,2	-261,7
120,0	-226,2	-20,5	-250,6	-38,8	-283,6	-65,2	-253,4	-41,5	-389,0	-197,3	-347,3	-311,2
140,0	-260,5	-22,2	-291,0	-44,2	-331,9	-77,3	-294,5	-47,9	-450,7	-228,0	-397,0	-358,6
160,0	-294,5	-23,9	-331,3	-50,3	-380,0	-89,9	-335,3	-54,7	-513,4	-261,6	-446,2	-407,0
180,0	-329,2	-25,6	-372,7	-56,4	-429,0	-102,2	-377,0	-61,4	-575,5	-291,6	-495,6	-454,2
200,0	-363,0	-27,4	-413,2	-62,4	-477,1	-114,7	-417,8	-68,2	-636,7	-323,5	-544,1	-501,4
220,0	-396,5	-28,4	-453,4	-67,0	-525,4	-126,1	-458,4	-73,8	-700,1	-358,6	-594,0	-550,9
240,0	-430,9	-28,9	-495,2	-71,6	-575,4	-136,8	-500,5	-79,1	-766,1	-394,8	-646,1	-602,3
260,0	-467,8	-25,0	-540,1	-73,7	-629,9	-142,7	-545,9	-80,4	-840,7	-432,5	-703,9	-659,0
280,0	-507,7	-23,0	-586,0	-74,5	-682,7	-145,0	-592,1	-80,8	-914,2	-470,6	-765,1	-716,6
300,0	-544,6	-18,1	-630,7	-70,2	-733,8	-139,6	-636,4	-76,0	-992,2	-517,4	-829,4	-779,7
320,0	-594,4	-4,7	-686,8	-59,2	-800,4	-131,9	-693,8	-65,2	-1088,4	-559,2	-908,2	-851,9
340,0	-635,4	7,2	-733,2	-46,6	-853,2	-122,4	-740,6	-53,9	-1171,2	-611,0	-979,7	-920,6
360,0	-685,1	38,5	-793,0	-17,8	-924,7	-103,6	-800,9	-27,6	-1287,1	-674,9	-1076,4	-1012,8
380,0	-744,2	102,7	-864,8	41,9	-1010,2	-58,4	-873,1	28,7	-1439,8	-756,5	-1206,7	-1134,3
400,0	-800,9	176,4	-934,3	106,3	-1094,2	-4,7	-943,1	92,7	-1603,0	-853,7	-1342,1	-1266,2
420,0	-893,3	370,2	-1054,1	273,5	-1246,1	136,8	-1064,5	260,2	-1903,4	-994,6	-1601,0	-1499,7
440,0	-1008,7	770,9	-1216,7	648,2	-1464,4	471,1	-1229,9	630,1	-2437,2	-1324,8	-2053,0	-1938,3
456,0	RUPTURA											

Tabela C.21 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 30-2

PFN 30-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,2	-0,5	-0,3
20,0	-52,2	-14,9	-61,9	-13,6	-56,9	-10,7	-57,0	-13,0	-74,9	-62,6	-64,1	-67,2
40,0	-106,3	-31,3	-122,9	-25,9	-109,7	-17,0	-113,0	-24,8	-145,7	-124,1	-128,9	-132,9
60,0	-161,6	-43,8	-185,9	-36,1	-167,6	-23,6	-171,7	-34,5	-224,9	-194,6	-199,0	-206,2
80,0	-210,8	-53,8	-244,0	-45,4	-222,0	-31,3	-225,6	-43,5	-298,8	-260,2	-261,6	-273,5
100,0	-263,0	-64,2	-301,3	-53,4	-275,5	-37,4	-280,0	-51,7	-373,0	-328,1	-328,8	-343,3
120,0	-321,6	-70,8	-366,1	-58,6	-337,2	-39,6	-341,6	-56,3	-462,0	-406,6	-407,8	-425,4
140,0	-373,7	-76,3	-424,6	-63,2	-394,0	-41,6	-397,4	-60,4	-542,2	-478,1	-479,5	-499,9
160,0	-436,4	-73,2	-496,3	-53,5	-462,8	-15,0	-465,2	-47,2	-654,7	-575,0	-574,8	-601,5
180,0	-495,4	-66,1	-565,1	-42,7	-532,0	1,4	-530,8	-35,8	-764,9	-669,1	-668,4	-700,8
200,0	-557,4	-48,7	-640,7	-23,0	-608,9	23,9	-602,3	-16,0	-885,8	-769,4	-774,0	-809,8
210,0	-591,0	-32,9	-683,8	-8,8	-654,2	37,2	-643,0	-1,5	-958,1	-828,7	-836,2	-874,3
220,0	-617,8	-9,0	-720,5	7,2	-692,5	51,6	-676,9	16,6	-1021,0	-884,2	-891,4	-932,2
230,0	-661,0	39,6	-780,8	52,6	-757,2	93,1	-733,0	61,8	-1132,8	-978,2	-989,3	-1033,4
240,0	-688,2	64,0	-818,2	76,2	-796,8	116,3	-767,7	85,5	-1196,2	-1037,3	-1048,3	-1093,9
250,0	-734,2	115,3	-884,3	124,1	-868,4	161,4	-829,0	133,6	-1305,1	-1135,2	-1155,4	-1198,6
260,0	-766,9	162,6	-933,7	165,2	-922,1	199,4	-874,2	175,8	-1389,4	-1218,0	-1240,6	-1282,6
270,0	-812,9	261,0	-1008,0	253,0	-1004,9	280,0	-941,9	264,6	-1533,8	-1344,0	-1380,2	-1419,4
280,0	-850,8	336,8	-1070,4	320,4	-1073,9	339,4	-998,4	332,2	-1649,0	-1453,0	-1494,7	-1532,2
290,0	-929,6	547,3	-1208,5	509,3	-1231,0	505,4	-1123,0	520,7	-1908,5	-1690,6	-1771,0	-1790,0
300,0	-969,0	676,6	-1285,7	624,5	-1318,6	608,2	-1191,1	636,4	-2055,4	-1840,1	-1933,7	-1943,0
310,0	-1075,7	1189,7	-1525,6	1084,8	-1593,5	1022,4	-1398,2	1099,0	-2505,1	-2325,4	-2501,5	-2444,0
317,0	RUPTURA											

Tabela C.22 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 40-2

PFN 40-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	-0,1	-0,2	-0,1	-0,1	0,0	0,0	-0,1	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
10,0	-34,2	3,2	-41,5	1,0	-42,6	-4,6	-39,4	-0,1	-58,1	-71,5	-17,8	-49,1
20,0	-62,6	12,4	-72,2	11,0	-72,1	2,3	-69,0	8,6	-109,9	-128,9	-33,1	-90,6
30,0	-93,8	12,5	-104,2	13,2	-102,1	2,2	-100,0	9,3	-156,7	-183,1	-53,5	-131,1
40,0	-124,1	16,3	-133,2	20,5	-128,6	7,3	-128,6	14,7	-203,0	-237,1	-75,4	-171,8
50,0	-154,6	21,2	-159,4	30,5	-152,4	15,1	-155,4	22,3	-245,0	-286,3	-97,4	-209,6
60,0	-187,9	18,6	-190,8	29,9	-181,2	14,6	-186,6	21,0	-289,7	-334,3	-123,4	-249,1
70,2	-211,0	28,0	-214,4	42,0	-204,6	23,6	-210,0	31,2	-332,9	-379,9	-147,6	-286,8
80,2	-243,6	30,4	-246,6	48,1	-238,1	24,6	-242,8	34,4	-384,7	-433,9	-177,8	-332,2
90,0	-272,6	35,0	-276,7	57,1	-269,2	28,6	-272,8	40,2	-434,6	-485,8	-208,3	-376,2
100,0	-301,3	42,6	-305,6	69,4	-299,4	35,0	-302,1	49,0	-488,4	-540,7	-240,7	-423,3
110,0	-327,6	53,4	-333,0	86,3	-326,6	46,2	-329,1	62,0	-540,0	-594,7	-273,8	-469,5
120,0	-351,4	60,4	-358,0	97,6	-352,4	51,7	-353,9	69,9	-588,0	-642,5	-306,7	-512,4
130,0	-388,9	82,7	-397,1	129,7	-392,9	74,5	-393,0	95,6	-664,6	-724,1	-356,9	-581,8
140,0	-405,6	101,8	-416,5	155,3	-412,4	93,8	-411,5	117,0	-710,6	-771,8	-392,6	-625,0
150,0	-433,6	111,1	-446,2	169,2	-443,4	101,6	-441,0	127,3	-765,1	-827,5	-433,7	-675,4
160,0	-463,8	135,2	-480,2	201,0	-479,3	124,6	-474,4	153,6	-835,9	-900,0	-485,8	-740,6
170,0	-498,1	168,4	-518,0	243,8	-519,1	168,5	-511,8	193,6	-922,1	-987,8	-547,9	-819,3
180,0	-527,6	212,0	-550,4	298,8	-554,8	225,8	-544,3	245,6	-1006,3	-1075,4	-612,0	-897,9
190,0	-554,3	273,1	-582,2	367,4	-588,1	294,8	-574,9	311,8	-1102,1	-1171,4	-681,8	-985,1
200,0	-585,0	314,4	-616,6	414,0	-625,2	338,0	-608,9	355,5	-1183,7	-1254,5	-745,4	-1061,2
210,0	-611,9	375,0	-648,6	481,8	-658,7	404,3	-639,7	420,4	-1276,3	-1346,6	-815,0	-1146,0
220,0	-646,6	490,6	-688,9	616,3	-703,0	530,6	-679,5	545,8	-1412,4	-1484,2	-918,2	-1271,6
230,0	-676,2	588,8	-724,9	728,9	-743,0	633,5	-714,7	650,4	-1534,3	-1604,6	-1011,1	-1383,4
240,0	-700,2	675,6	-753,5	831,7	-773,3	729,0	-742,3	745,4	-1645,9	-1710,5	-1093,7	-1483,4
250,0	-739,8	869,4	-804,1	1061,4	-830,9	937,2	-791,6	956,0	-1861,2	-1917,4	-1249,0	-1675,8
260,0	-766,1	1041,2	-840,1	1268,5	-872,4	1119,8	-826,2	1143,2	-2046,2	-2090,4	-1382,2	-1839,6
270,0	-809,5	1333,4	-905,6	1600,0	-945,6	1426,6	-886,9	1453,3	-2348,9	-2379,6	-1604,9	-2111,1
275,4	-837,7	1526,6	-949,1	1823,6	-994,9	1633,8	-927,2	1661,4	-2555,3	-2576,2	-1756,3	-2295,9
280,0	-858,4	1702,6	-983,3	2026,8	-1033,2	1824,1	-958,3	1851,2	-2737,0	-2750,4	-1891,9	-2459,8
286,4	-884,2	1990,1	-1033,3	2355,8	-1088,9	2130,5	-1002,1	2158,8	-3026,9	-3028,8	-2104,1	-2719,9
290,0	-916,9	2308,1	-1098,0	2709,7	-1162,4	2457,1	-1059,1	2491,6	-3361,4	-3348,5	-2336,2	-3015,4
294,4	RUPTURA											

Tabela C.23 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 50-2

PFN 50-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	-0,2	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	-0,2	-0,1
10,0	-20,6	24,0	-29,2	7,3	-41,8	-6,2	-30,5	8,4	-67,7	-61,2	-59,8	-62,9
20,0	-45,7	51,4	-59,8	20,3	-81,5	-3,2	-62,3	22,8	-139,4	-129,8	-134,4	-134,6
30,0	-67,9	71,3	-86,4	29,9	-115,1	-2,0	-89,8	33,0	-199,2	-187,0	-197,0	-194,4
40,0	-89,6	100,9	-114,8	46,9	-153,2	3,4	-119,2	50,4	-270,5	-252,5	-268,6	-263,8
50,0	-109,0	142,7	-142,9	73,4	-195,4	13,3	-149,1	76,5	-351,4	-326,6	-347,3	-341,8
60,0	-130,7	193,7	-171,2	113,5	-235,7	39,4	-179,2	115,5	-441,1	-410,6	-439,4	-430,4
70,0	-154,1	250,9	-198,5	169,1	-271,9	88,8	-208,2	169,6	-541,2	-505,2	-542,2	-529,5
80,0	-173,0	335,8	-222,0	256,6	-307,7	173,3	-234,2	255,2	-668,6	-622,8	-664,1	-651,8
90,0	-193,1	418,3	-242,0	346,4	-339,6	263,5	-258,2	342,8	-795,6	-740,2	-788,4	-774,7
100,0	-217,7	492,6	-265,6	427,6	-371,0	343,8	-284,8	421,3	-917,3	-852,5	-908,2	-892,6
110,0	-244,2	570,1	-287,8	519,8	-399,1	429,8	-310,4	506,6	-1043,3	-967,9	-1032,5	-1014,6
120,0	-271,3	665,6	-309,0	622,0	-427,9	530,5	-336,1	606,0	-1183,2	-1094,9	-1167,1	-1148,4
130,0	-295,9	775,2	-325,8	733,7	-451,4	646,2	-357,7	718,4	-1324,3	-1224,2	-1303,4	-1284,0
140,0	-321,0	905,3	-342,1	862,6	-475,0	779,2	-379,4	849,0	-1480,8	-1369,7	-1457,0	-1435,8
150,0	-348,1	1069,2	-360,5	1024,2	-503,0	945,4	-403,9	1012,9	-1674,7	-1547,5	-1638,5	-1620,2
160,0	-377,3	1223,8	-381,4	1176,0	-532,6	1101,4	-430,4	1167,0	-1861,0	-1718,6	-1803,8	-1794,5
170,0	-401,8	1403,8	-394,9	1349,6	-555,2	1278,7	-450,6	1344,0	-2050,3	-1897,2	-1981,7	-1976,4

Tabela C.23 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 50-2 (Continuação)

PFN 50-2 (CONTINUAÇÃO)												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
180,0	-442,7	1646,5	-424,1	1583,0	-598,8	1515,8	-488,5	1581,8	-2324,2	-2149,9	-2218,8	-2231,0
190,0	-480,0	1881,8	-448,8	1808,8	-637,8	1751,2	-522,2	1813,9	-2578,1	-2390,4	-2442,0	-2470,2
200,0	-522,2	2127,1	-477,8	2058,7	-680,4	1994,5	-560,2	2060,1	-2849,5	-2643,8	-2654,6	-2716,0
210,0	-585,7	2492,3	-522,0	2410,2	-745,9	2351,2	-617,9	2417,9	-3261,6	-3023,8	-2918,2	-3067,8
215,0	-616,0	2656,0	-544,9	2565,8	-778,1	2511,0	-646,3	2577,6	-3449,3	-3198,7	-3048,2	-3232,1
220,0	-640,0	2827,7	-561,4	2729,5	-803,6	2681,3	-668,3	2746,2	-3626,2	-3374,4	-3190,8	-3397,1
225,0	-704,8	3183,7	-610,9	3048,8	-875,9	3010,0	-730,5	3080,8	-4006,1	-3755,0	-3353,5	-3704,9
230,0	-744,2	4073,6	-634,6	3342,2	-912,6	3302,5	-763,8	3572,8	-4316,6	-4080,2	-3556,3	-3984,4
232,0	RUPTURA											

Tabela C.24 – Deformações específicas na armadura e concreto – PFN 60-2

PFN 60-2												
FORÇA	ARMADURA LONGITUDINAL								CONCRETO			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
(kN)	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	COMP.	TRAÇÃO	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	0,0	0,2	0,2	0,1	0,0	0,2	0,2	0,2
10,0	-33,5	5,0	-36,0	2,8	-21,2	-1,1	-30,2	2,2	-66,0	-61,0	-40,8	-55,9
20,0	-63,7	8,2	-69,2	4,9	-40,6	-2,3	-57,8	3,6	-125,5	-116,6	-75,1	-105,8
30,0	-87,1	19,3	-95,5	15,4	-56,8	5,5	-79,8	13,4	-183,1	-169,2	-105,8	-152,7
40,0	-123,4	20,6	-136,1	16,0	-79,9	5,4	-113,1	14,0	-253,0	-233,3	-144,7	-210,3
50,0	-161,8	25,1	-173,3	32,9	-101,0	27,7	-145,4	28,6	-333,1	-302,6	-183,8	-273,2
60,0	-194,3	36,1	-205,7	52,3	-121,6	57,2	-173,8	48,6	-416,2	-367,4	-218,4	-334,0
70,0	-228,7	80,5	-236,3	100,6	-138,1	173,4	-201,0	118,2	-550,1	-464,6	-265,0	-426,6
80,0	-268,2	131,2	-267,2	158,8	-152,5	308,8	-229,3	199,6	-686,2	-565,0	-321,1	-524,1
90,0	-318,2	211,4	-306,8	249,6	-169,8	474,8	-265,0	312,0	-853,0	-688,6	-396,2	-645,9
100,0	-362,3	316,3	-337,4	383,9	-179,6	659,5	-293,1	453,2	-1016,9	-812,2	-474,5	-767,8
110,0	-401,0	443,9	-362,8	519,0	-188,3	839,4	-317,4	600,8	-1171,7	-935,5	-558,2	-888,5
120,0	-451,7	627,2	-393,0	710,4	-197,2	1056,7	-347,3	798,1	-1365,1	-1101,1	-677,3	-1047,8
130,0	-494,5	779,5	-414,4	881,0	-203,2	1245,4	-370,7	968,6	-1531,7	-1247,3	-789,8	-1189,6
140,0	-550,1	1027,7	-441,0	1149,5	-213,6	1531,0	-401,6	1236,0	-1781,0	-1464,5	-956,2	-1400,6
150,2	-592,4	1203,8	-462,4	1340,0	-221,8	1744,3	-425,5	1429,4	-1963,9	-1628,9	-1088,2	-1560,3
160,0	-656,4	1458,4	-498,6	1611,6	-238,7	2032,4	-464,6	1700,8	-2228,4	-1862,9	-1272,0	-1787,8
170,2	-721,8	1729,2	-536,8	1895,4	-257,4	2339,0	-505,3	1987,9	-2512,6	-2114,2	-1475,0	-2033,9
176,0	-766,8	1954,6	-563,0	2126,6	-272,3	2581,7	-534,0	2221,0	-2744,6	-2318,2	-1645,4	-2236,1
180,0	-808,2	2207,2	-583,7	2386,6	-288,8	2835,4	-560,2	2476,4	-3001,4	-2539,4	-1832,2	-2457,7
185,0	-863,4	2439,6	-619,8	2625,1	-312,0	3079,8	-598,4	2714,8	-3267,6	-2768,2	-2022,2	-2686,0
190,0	-905,6	2652,0	-642,7	2843,6	-328,7	3305,9	-625,7	2933,8	-3505,0	-2968,6	-2191,9	-2888,5
195,0	-1006,6	3119,8	-679,0	3323,8	-336,7	3478,1	-674,1	3307,2	-4046,6	-3419,3	-2571,1	-3345,7
198,4	RUPTURA											

## ANEXO D

### RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS

#### HORIZONTAIS E VERTICAIS

Tabela D.1 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 0-3

PFN 0-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
27,0	-0,08	-0,22	-0,38	-0,83	-0,07	-0,10	-0,05	0,00	0,20
20,0	-0,28	-0,51	-0,72	-1,11	0,23	0,31	0,46	0,00	0,93
76,5	-1,15	-1,35	-1,84	-3,09	0,28	0,40	0,72	-0,01	1,20
100,5	-1,75	-2,00	-2,68	-3,78	0,75	0,75	0,92	-0,02	1,44
152,0	-2,62	-2,95	-3,74	-4,51	1,20	1,15	1,30	-0,05	1,84
201,0	-3,31	-3,70	-4,45	-5,13	1,73	1,60	1,69	-0,06	2,15
300,5	-4,34	-4,97	-5,49	-5,94	2,61	2,36	2,33	-0,10	2,75
401,0	-5,13	-6,00	-6,44	-6,62	3,13	2,84	2,82	-0,13	3,29
500,4	-5,77	-6,89	-7,44	-7,19	3,51	3,21	3,21	-0,17	3,80
602,0	-6,38	-7,71	-8,48	-7,69	3,76	3,39	3,36	-0,21	4,13
701,2	-6,95	-8,50	-9,94	-8,16	3,94	3,43	3,37	-0,25	4,41
803,0	-7,64	-9,28	-11,04	-8,57	3,98	3,43	3,33	-0,29	4,70
902,0	-8,41	-10,00	-12,24	-8,95	3,78	3,08	2,96	-0,33	5,00
954,0	-8,89	-10,35	-13,04	-9,11	3,46	2,64	2,55	-0,36	5,14
1003,0	-9,56	-10,52	-14,08	-9,19	2,92	1,85	1,80	-0,37	5,29
1025,6	-9,99	-10,45	-14,79	-9,16	2,23	0,90	0,90	-0,38	5,36
1053,0	RUPTURA								

Tabela D.2 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 6-3

PFN 6-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,20	0,00	-0,23	-0,11	-0,27	-0,28	-0,29	0,17	-1,53
40,0	-0,46	0,00	-0,46	-0,17	-0,63	-0,71	-0,69	0,17	-2,05
60,0	-0,69	0,00	-0,67	-0,23	-0,93	-1,02	-1,00	0,17	-2,22
80,0	-1,20	0,00	-1,31	-0,33	-1,60	-1,75	-1,65	0,00	-2,56
100,0	-1,35	0,00	-1,49	-0,34	-1,87	-2,08	-1,93	0,00	-2,73
120,0	-1,52	0,00	-1,62	-0,35	-2,16	-2,41	-2,25	0,00	-3,07
140,0	-1,68	0,00	-1,81	-0,35	-2,44	-2,71	-2,54	0,00	-3,24
160,0	-1,83	0,00	-2,00	-0,36	-2,71	-3,02	-2,84	0,00	-3,24
180,0	-1,98	0,00	-2,20	-0,37	-3,00	-3,33	-3,12	0,00	-3,41
200,0	-2,16	0,00	-2,48	-0,38	-3,34	-3,71	-3,46	0,00	-3,58

Tabela D.2 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 6-3 (Continuação)

PFN 6-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
220,0	-2,36	0,00	-2,76	-0,39	-3,69	-4,08	-3,81	-0,17	-3,75
240,0	-2,55	0,00	-3,02	-0,41	-4,03	-4,45	-4,13	-0,17	-3,75
260,0	-2,73	0,00	-3,34	-0,43	-4,38	-4,82	-4,44	-0,17	-3,92
280,0	-2,92	0,00	-3,57	-0,43	-4,75	-5,23	-4,79	-0,17	-3,92
300,0	-3,11	0,00	-3,83	-0,44	-5,12	-5,61	-5,11	-0,17	-4,09
320,2	-3,32	0,00	-4,10	-0,44	-5,52	-6,03	-5,47	-0,34	-4,26
340,0	-3,55	0,00	-4,42	-0,44	-5,95	-6,50	-5,87	-0,34	-4,26
360,0	-3,76	0,00	-4,64	-0,43	-6,38	-6,94	-6,26	-0,34	-4,43
380,0	-3,97	0,00	-5,04	-0,40	-6,78	-7,39	-6,65	-0,34	-4,43
400,0	-4,21	0,00	-5,28	-0,37	-7,25	-7,86	-7,07	-0,34	-4,60
400,0	-4,23	0,00	-5,30	-0,36	-7,29	-7,91	-7,11	-0,34	-4,77
420,0	-4,48	0,00	-5,65	-0,32	-7,73	-8,40	-7,51	-0,34	-4,77
440,0	-4,73	0,00	-5,90	-0,28	-8,19	-8,89	-7,93	-0,51	-4,77
460,0	-4,99	0,00	-6,23	-0,23	-8,66	-9,39	-8,37	-0,51	-4,94
480,0	-5,29	0,00	-6,60	-0,17	-9,22	-10,00	-8,89	-0,51	-4,94
500,0	-5,59	0,00	-6,93	-0,08	-9,79	-10,60	-9,39	-0,51	-5,11
520,0	-5,89	0,00	-7,30	0,01	-10,34	-11,21	-9,91	-0,51	-5,11
540,0	-6,17	0,00	-7,60	0,10	-10,86	-11,80	-10,40	-0,51	-5,28
550,0	-6,53	0,00	-7,89	0,26	-11,64	-12,64	-11,14	-0,67	-5,28
568,0	-6,70	0,00	-8,30	0,31	-11,97	-13,00	-11,45	-0,67	-5,28
579,8	-6,99	0,00	-8,63	0,43	-12,56	-13,65	-12,00	-0,67	-5,28
579,8	-7,13	0,00	-8,65	0,50	-12,83	-13,91	-12,22	-0,67	-5,28
584,0	-7,32	0,00	-8,93	0,57	-13,20	-14,34	-12,58	-0,67	-5,28
591,2	-7,52	0,00	-9,14	0,66	-13,64	-14,81	-12,96	-0,67	-5,28
600,2	-7,78	0,00	-9,43	0,78	-14,19	-15,40	-13,47	-0,67	-5,45
610,0	-8,22	0,00	-9,91	1,00	-15,22	-16,49	-14,36	-0,67	-5,45
620,0	-8,40	0,00	-10,12	1,07	-15,70	-16,99	-14,77	-0,67	-5,45
630,0	-8,70	0,00	-10,48	1,20	-16,49	-17,78	-15,43	-0,67	-5,45
640,0	-9,08	0,00	-10,87	1,38	-17,44	-18,80	-16,24	-0,84	-5,45
650,0	-10,09	0,04	-11,88	2,03	-19,95	-21,51	-18,44	-0,84	-5,62
652,0	RUPTURA								

Tabela D.3 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 12-3

PFN 12-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,4	-0,27	-0,05	-0,21	0,01	-0,30	-0,59	-0,57	0,00	-0,34
40,0	-0,52	-0,14	-0,34	0,08	-0,89	-1,35	-1,37	-0,17	-1,36
60,0	-0,73	-0,24	-0,49	0,14	-1,33	-1,94	-1,96	-0,17	-1,87
80,0	-0,91	-0,28	-0,72	0,16	-1,68	-2,34	-2,34	-0,17	-2,05
100,0	-1,10	-0,30	-0,97	0,19	-1,84	-2,76	-2,73	-0,17	-2,05
120,0	-1,29	-0,33	-1,23	0,22	-2,18	-3,18	-3,10	-0,17	-2,22
140,0	-1,48	-0,37	-1,49	0,27	-2,54	-3,61	-3,50	-0,34	-2,39
160,0	-1,65	-0,38	-1,75	0,31	-2,87	-3,98	-3,86	-0,34	-2,56
180,0	-1,83	-0,39	-2,02	0,35	-3,24	-4,40	-4,24	-0,34	-2,56
200,0	-2,00	-0,39	-2,27	0,39	-3,61	-4,81	-4,60	-0,34	-2,73
220,0	-2,18	-0,40	-2,52	0,42	-3,95	-5,21	-4,96	-0,34	-2,73
240,0	-2,34	-0,40	-2,82	0,46	-4,33	-5,64	-5,34	-0,34	-2,73
260,0	-2,52	-0,40	-3,06	0,51	-4,69	-6,05	-5,71	-0,34	-2,90
280,0	-2,68	-0,40	-3,33	0,56	-5,06	-6,47	-6,09	-0,51	-2,90
300,2	-2,86	-0,40	-3,59	0,62	-5,49	-6,93	-6,49	-0,51	-2,90
320,0	-3,05	-0,40	-3,85	0,69	-5,89	-7,37	-6,90	-0,51	-3,07
340,0	-3,23	-0,40	-4,17	0,77	-6,33	-7,87	-7,34	-0,51	-3,07
360,0	-3,48	-0,38	-4,35	0,88	-6,83	-8,45	-7,86	-0,51	-3,24
380,0	-3,72	-0,31	-4,35	0,99	-7,39	-9,10	-8,42	-0,51	-3,24
400,0	-3,99	-0,25	-4,36	1,11	-7,97	-9,73	-8,98	-0,51	-3,24
420,0	-4,27	-0,16	-4,36	1,26	-8,57	-10,41	-9,58	-0,51	-3,41
440,0	-4,66	-0,05	-4,37	1,46	-9,38	-11,33	-10,38	-0,51	-3,41
450,0	-4,82	0,06	-4,37	1,58	-9,82	-11,84	-10,83	-0,51	-3,41
460,2	-5,10	0,18	-4,37	1,74	-10,40	-12,50	-11,39	-0,67	-3,41
470,0	-5,39	0,34	-4,37	1,92	-11,08	-13,30	-12,09	-0,67	-3,41
480,4	-5,60	0,42	-4,37	2,04	-11,55	-13,81	-12,56	-0,67	-3,41
490,0	-5,85	0,56	-4,37	2,20	-12,14	-14,48	-13,14	-0,67	-3,58
500,0	-6,11	0,69	-4,37	2,36	-12,73	-15,17	-13,74	-0,67	-3,58
509,8	-6,54	0,96	-4,37	2,66	-13,73	-16,35	-14,77	-0,67	-3,58
520,0	-6,96	1,24	-4,37	2,94	-14,73	-17,51	-15,76	-0,67	-3,58
530,0	-7,55	1,64	-4,37	3,36	-16,14	-19,17	-17,20	-0,67	-3,75
535,0	RUPTURA								

Tabela D.4 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 15-3

PFN 15-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
29,0	-0,62	-0,31	-0,76	-0,20	0,44	0,48	0,33	0,00	0,26
50,4	-1,03	-0,52	-1,36	-0,42	0,74	0,83	0,57	0,01	0,50
75,4	-2,18	-1,40	-2,60	-1,23	0,94	1,04	0,77	0,02	0,70
100,6	-3,12	-1,96	-3,70	-1,85	1,20	1,37	1,05	0,04	0,86
160,5	-4,50	-2,57	-5,18	-2,21	1,98	2,34	1,89	0,05	1,18
201,2	-5,34	-2,86	-5,98	-2,20	2,48	3,02	2,45	0,06	1,25
300,2	-7,15	-3,03	-8,02	-1,98	4,30	5,28	4,40	0,10	1,40
350,2	-8,42	-3,00	-9,38	-1,55	5,95	7,27	6,16	0,12	1,47
404,0	-9,99	-3,51	-11,19	-0,72	8,62	10,44	8,83	0,14	1,55
446,5	RUPTURA								

Tabela D.5 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 18-3

PFN 18-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,4	-0,24	-0,04	-0,22	0,00	-0,37	-0,40	-0,32	-0,17	0,17
40,2	-0,43	-0,05	-0,50	-0,01	-0,68	-0,74	-0,59	-0,17	0,17
60,2	-0,61	-0,05	-0,77	-0,01	-0,98	-1,07	-0,87	-0,17	0,17
80,4	-0,79	-0,05	-0,91	0,00	-1,31	-1,44	-1,21	-0,17	0,17
100,0	-0,98	-0,04	-0,91	0,00	-1,65	-1,81	-1,56	-0,17	0,17
120,0	-1,17	-0,03	-1,52	-0,02	-2,01	-2,20	-1,92	-0,17	0,17
140,2	-1,37	-0,03	-1,53	-0,02	-2,40	-2,66	-2,33	-0,17	0,17
160,0	-1,57	0,01	-2,15	-0,01	-2,80	-3,11	-2,73	-0,17	0,17
180,0	-1,77	0,04	-2,46	-0,01	-3,21	-3,58	-3,16	-0,17	0,17
200,0	-1,96	0,07	-2,73	0,00	-3,61	-4,01	-3,56	-0,17	0,17
220,0	-2,16	0,11	-3,03	0,00	-4,03	-4,51	-4,01	-0,34	0,00
240,0	-2,36	0,13	-3,32	0,00	-4,44	-4,97	-4,44	-0,34	0,00
260,0	-2,56	0,18	-3,61	-0,01	-4,85	-5,47	-4,88	-0,34	0,00
280,0	-2,77	0,22	-3,91	0,00	-5,30	-5,98	-5,35	-0,34	-0,17
300,2	-3,01	0,30	-4,22	-0,01	-5,83	-6,59	-5,91	-0,34	-0,34
320,0	-3,27	0,38	-4,58	0,00	-6,39	-7,24	-6,51	-0,34	-0,34
340,2	-3,55	0,51	-4,96	0,00	-7,02	-7,97	-7,17	-0,34	-0,51
360,2	-3,87	0,66	-5,40	0,00	-7,76	-8,82	-7,95	-0,34	-0,51
380,0	-4,20	0,83	-5,85	0,00	-8,49	-9,68	-8,75	-0,51	-0,68
400,2	-4,61	1,04	-6,36	0,00	-9,39	-10,76	-9,71	-0,51	-0,68
420,2	-5,06	1,29	-6,91	0,00	-10,44	-11,98	-10,84	-0,51	-0,85
430,0	-5,31	1,43	-7,22	0,00	-11,01	-12,66	-11,45	-0,51	-0,85
440,0	-5,68	1,69	-7,65	0,00	-11,87	-13,66	-12,36	-0,51	-1,02
450,4	-6,08	1,96	-8,12	0,00	-12,78	-14,77	-13,36	-0,51	-1,02
460,2	-6,55	2,31	-8,69	0,00	-13,90	-16,10	-14,58	-0,67	-1,19
460,5	RUPTURA								



Tabela D.6 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 24-3

PFN 24-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,02	0,00	0,00
19,8	-1,10	0,00	-1,00	0,53	-2,52	-3,28	-3,09	-0,17	-1,02
40,0	-1,60	0,00	-1,01	0,77	-3,58	-4,59	-4,40	-0,17	-1,70
60,0	-2,11	0,00	-1,02	1,01	-4,65	-5,89	-5,63	-0,34	-2,39
80,0	-2,52	0,00	-1,03	1,22	-5,52	-6,91	-6,55	-0,34	-2,56
100,2	-2,91	0,00	-1,03	1,44	-6,35	-7,90	-7,45	-0,34	-2,73
120,0	-3,29	0,00	-1,03	1,72	-7,24	-8,93	-8,37	-0,34	-2,90
140,0	-3,67	0,00	-1,03	1,99	-8,11	-9,92	-9,27	-0,34	-3,07
160,0	-4,05	0,00	-1,03	2,27	-8,97	-10,95	-10,18	-0,51	-3,24
170,0	-4,26	0,00	-1,03	2,43	-9,47	-11,54	-10,70	-0,51	-3,24
180,0	-4,50	0,00	-1,03	2,60	-10,03	-12,20	-11,28	-0,51	-3,24
190,0	-4,75	0,00	-1,03	2,80	-10,64	-12,92	-11,91	-0,51	-3,24
200,0	-5,09	0,00	-1,03	3,08	-11,45	-13,88	-12,75	-0,51	-3,41
210,0	-5,45	0,00	-1,03	3,38	-12,33	-14,92	-13,64	-0,51	-3,41
220,0	-5,98	0,03	-1,03	3,83	-13,60	-16,38	-14,91	-0,67	-3,58
230,0	-7,05	0,82	-1,04	4,79	-16,26	-19,50	-17,54	-0,67	-10,40
236,0	-11,18	4,00	-1,04	8,66	-26,63	-31,49	-27,56	-1,01	-10,91
241,0	RUPTURA								

Tabela D.7 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 30-3

PFN 30-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25,6	-0,61	-0,11	-0,70	-0,03	0,60	0,64	0,37	0,03	-0,14
51,2	-1,52	-0,48	-1,79	-0,34	1,09	1,14	0,81	0,05	0,36
71,0	-2,64	-1,08	-2,91	-0,90	1,41	1,61	1,21	0,06	0,51
100,0	-3,75	-1,45	-4,11	-1,17	2,40	2,71	2,15	0,08	0,65
150,4	-5,47	-1,65	-5,94	-1,19	4,35	4,92	3,92	0,10	0,90
200,2	-7,97	-1,93	-8,14	-1,10	8,36	8,50	7,42	0,13	1,10
254,8	RUPTURA								

Tabela D.8 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 40-3

PFN 40-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25,0	-0,69	0,09	-0,83	0,07	0,93	1,05	0,40	0,00	0,38
50,2	-1,56	-0,06	-2,01	-0,13	1,71	1,77	0,79	0,02	1,18
75,2	-2,95	-0,57	-3,37	-0,54	2,39	2,65	0,96	0,04	1,49
100,0	-4,36	-0,69	-4,87	-0,69	4,20	4,68	3,17	0,05	1,53
125,2	-5,71	-0,37	-6,18	-0,27	6,37	7,19	5,26	1,06	1,59
150,2	-7,75	0,77	-8,26	0,77	10,54	11,96	9,38	1,08	1,70
168,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
170,2	RUPTURA								

Tabela D.9 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 50-3

PFN 50-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,2	-0,09	0,04	-0,21	-0,06	-0,02	-0,10	-0,20	0,00	0,08
10,4	-0,26	0,04	-0,50	-0,10	0,10	0,00	-0,19	0,01	0,56
15,2	-0,42	0,05	-0,69	-0,11	0,28	0,18	-0,04	0,01	0,86
20,0	-0,57	0,06	-0,89	-0,12	0,43	0,35	0,05	0,02	0,98
25,0	-0,69	0,11	-1,10	-0,12	0,56	0,47	0,18	0,02	1,16
30,2	-0,81	0,19	-1,30	-0,12	0,68	0,59	0,13	0,02	1,42
35,0	-0,96	0,23	-1,50	-0,10	0,81	0,72	0,18	0,02	1,72
40,0	-1,04	0,33	-1,69	-0,07	0,93	0,85	0,24	0,03	2,01
45,0	-1,15	0,38	-1,90	-0,07	1,08	0,99	0,31	0,03	2,27
50,0	-1,27	0,43	-2,10	-0,07	1,21	1,12	0,38	0,03	2,56
55,0	-1,40	0,52	-2,30	-0,05	1,37	1,29	0,47	0,03	2,84
60,6	-1,57	0,57	-2,53	-0,03	1,64	1,58	0,70	0,04	3,11
65,4	-1,77	0,63	-2,77	0,01	1,97	1,95	1,03	0,04	3,20
70,2	-1,94	0,69	-2,97	0,05	2,28	2,30	1,32	0,05	3,25
75,0	-2,18	0,78	-3,26	0,12	2,68	2,77	1,76	0,05	3,28
80,0	-2,46	0,89	-3,58	0,21	3,12	3,34	2,27	0,05	3,31
85,2	-2,77	1,02	-3,90	0,33	3,64	3,98	2,83	0,05	3,33
90,2	-3,13	1,25	-4,31	0,47	4,27	4,78	3,59	0,05	3,35
95,0	-3,47	1,45	-4,71	0,62	4,79	5,42	4,20	0,05	3,37
100,0	-3,95	1,73	-5,21	0,82	5,68	6,51	5,18	0,05	3,38
105,0	-4,57	2,08	-5,90	1,04	6,80	7,90	6,48	0,06	3,42
110,2	-5,22	2,47	-6,73	1,19	8,06	9,45	7,95	0,07	3,45
115,0	-6,06	2,95	-7,65	1,59	9,70	11,43	9,62	0,07	3,50
120,8	-6,74	3,49	-8,46	1,95	11,42	13,47	11,18	0,07	3,54

Tabela D.9 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 50-3 (Continuação)

PFN 50-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
125,6	-7,69	4,21	-9,50	2,56	13,41	14,83	13,53	0,07	3,56
130,2	-8,72	5,08	-10,68	3,24	15,59	18,53	16,22	0,08	3,59
135,4	-9,82	5,96	-11,90	4,04	18,14	21,57	18,81	0,08	3,61
140,8	-11,54	7,39	-13,85	5,26	21,41	26,26	23,15	0,08	3,64
144,8	-13,40	8,89	-15,97	6,65	26,32	29,87	26,17	0,08	3,72
150,6	-16,35	11,40	-19,60	8,93	33,55	38,44	34,14	0,08	3,75
155,0	RUPTURA								

Tabela D.10 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 60-3

PFN 60-3									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,2	-0,11	0,07	-0,25	-0,02	0,04	-0,02	-0,14	0,00	0,07
10,8	-0,18	0,21	-0,60	-0,12	-0,10	-0,03	-0,64	0,10	0,45
15,0	-0,34	0,23	-0,75	-0,10	0,09	-0,09	-0,47	0,10	0,50
20,0	-0,50	0,23	-0,92	-0,08	0,33	0,17	-0,25	0,10	0,54
25,0	-0,66	0,26	-1,10	-0,04	0,58	0,45	-0,02	0,20	0,56
30,0	-0,85	0,29	-1,27	0,04	0,83	0,74	0,23	0,20	0,57
35,2	-1,03	0,33	-1,45	0,10	1,11	1,05	0,53	0,20	0,59
40,0	-1,20	0,36	-1,63	0,15	1,38	1,35	0,78	0,30	0,60
45,0	-1,40	0,39	-1,84	0,22	1,69	1,71	1,08	0,30	0,62
50,0	-1,59	0,44	-2,06	0,29	2,02	2,02	1,39	0,40	0,64
55,2	-1,79	0,49	-2,26	0,35	2,36	2,44	1,71	0,40	0,64
60,0	-2,01	0,52	-2,48	0,42	2,69	2,81	2,02	0,40	0,66
65,0	-2,24	0,57	-2,71	0,49	3,05	3,21	2,36	0,40	0,68
70,0	-2,54	0,63	-2,96	0,64	3,59	3,79	2,73	0,50	0,70
75,0	-2,95	0,80	-3,32	0,85	4,28	4,56	3,45	0,50	0,72
80,0	-3,53	1,08	-3,82	1,17	5,42	5,84	4,43	0,50	0,74
85,0	-4,38	1,59	-4,64	1,64	7,11	7,72	6,13	0,60	0,75
90,4	-5,21	2,02	-5,42	2,07	8,71	9,60	7,73	0,60	0,76
95,4	-6,29	2,56	-6,45	2,59	10,75	11,83	9,68	0,60	0,75
100,0	-7,65	3,37	-7,70	3,40	13,61	15,01	12,38	0,60	0,77
105,2	-9,41	4,59	-9,40	4,56	17,44	19,48	16,19	0,70	0,78
110,0	-10,82	5,58	-10,78	5,53	20,50	22,99	19,18	0,70	0,80
115,0	-13,00	6,94	-12,63	7,11	-	-	-	0,70	0,81
120,5	-14,20	8,51	-15,08	7,73	-	-	-	0,80	0,82
125,2	-18,36	10,59	-18,35	11,11	-	-	-	0,80	0,82
130,0	-23,18	13,63	-23,58	14,89	-	-	-	0,80	0,83
131,0	RUPTURA								

Tabela D.11 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 0-2,5

PFN 0-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,05	-0,13	-0,17	-0,11	-0,01	-0,02	-0,04	0,00	0,17
40,0	-0,13	-0,36	-0,24	-0,18	-0,10	-0,16	-0,24	0,00	0,00
60,0	-0,20	-0,52	-0,33	-0,25	-0,18	-0,27	-0,40	0,00	-0,17
80,0	-0,23	-0,65	-0,41	-0,34	-0,18	-0,27	-0,40	0,00	-0,17
100,4	-0,29	-0,78	-0,52	-0,43	-0,18	-0,27	-0,41	0,00	-0,34
120,0	-0,34	-0,82	-0,62	-0,52	-0,20	-0,29	-0,43	0,00	-0,34
140,0	-0,39	-0,92	-0,74	-0,62	-0,21	-0,29	-0,43	0,00	-0,34
160,0	-0,44	-1,06	-0,87	-0,72	-0,23	-0,30	-0,44	0,00	-0,51
180,0	-0,48	-1,24	-1,00	-0,82	-0,25	-0,31	-0,45	0,00	-0,51
199,8	-0,53	-1,41	-1,14	-0,92	-0,27	-0,35	-0,47	0,00	-0,51
220,0	-0,58	-1,48	-1,27	-1,02	-0,28	-0,36	-0,48	-0,17	-0,51
240,0	-0,62	-1,59	-1,41	-1,12	-0,29	-0,38	-0,49	-0,17	-0,51
260,0	-0,67	-1,77	-1,54	-1,22	-0,31	-0,40	-0,49	-0,17	-0,51
280,2	-0,72	-1,91	-1,67	-1,32	-0,32	-0,40	-0,49	-0,17	-0,68
300,0	-0,77	-2,01	-1,81	-1,42	-0,33	-0,40	-0,49	-0,17	-0,68
319,2	-0,80	-2,12	-1,92	-1,52	-0,34	-0,41	-0,48	-0,17	-0,68
339,8	-0,87	-2,29	-2,10	-1,66	-0,33	-0,40	-0,47	-0,17	-0,68
360,0	-0,91	-2,39	-2,21	-1,76	-0,33	-0,39	-0,46	-0,17	-0,68
380,0	-0,99	-2,55	-2,35	-1,87	-0,32	-0,38	-0,44	-0,17	-0,68
400,0	-1,06	-2,67	-2,48	-1,96	-0,31	-0,36	-0,43	-0,17	-0,68
420,0	-1,13	-2,85	-2,61	-2,08	-0,30	-0,35	-0,40	-0,17	-0,68
440,0	-1,21	-2,99	-2,73	-2,17	-0,29	-0,32	-0,37	-0,17	-0,68
460,0	-1,27	-3,15	-2,84	-2,26	-0,27	-0,30	-0,34	-0,17	-0,68
480,0	-1,34	-3,28	-2,99	-2,35	-0,25	-0,28	-0,31	-0,34	-0,68
500,0	-1,42	-3,43	-3,10	-2,44	-0,23	-0,26	-0,28	-0,34	-0,68
520,0	-1,51	-3,63	-3,25	-2,56	-0,17	-0,21	-0,23	-0,34	-0,68
540,0	-1,58	-3,77	-3,36	-2,63	-0,13	-0,21	-0,21	-0,34	-0,68
560,0	-1,65	-3,92	-3,46	-2,70	-0,10	-0,17	-0,18	-0,34	-0,68
580,0	-1,72	-4,08	-3,57	-2,79	-0,05	-0,11	-0,12	-0,34	-0,68
600,0	-1,79	-4,26	-3,68	-2,88	-0,02	-0,06	-0,08	-0,34	-0,68
620,0	-1,88	-4,46	-3,83	-2,99	0,04	0,00	-0,02	-0,34	-0,68
640,0	-1,94	-4,62	-3,92	-3,06	0,08	0,05	0,02	-0,34	-0,68
660,0	-2,01	-4,79	-4,04	-3,16	0,13	0,11	0,07	-0,34	-0,68
680,4	-2,07	-4,97	-4,15	-3,24	0,17	0,16	0,10	-0,34	-0,68
700,0	-2,12	-5,12	-4,23	-3,33	0,21	0,21	0,17	-0,34	-0,68
720,0	-2,23	-5,42	-4,35	-3,55	0,28	0,36	0,31	-0,34	-0,68
740,0	-2,28	-5,59	-4,45	-3,64	0,30	0,34	0,35	-0,51	-0,68
760,0	-2,33	-5,79	-4,58	-3,75	0,36	0,41	0,43	-0,51	-0,68
779,8	-2,37	-5,94	-4,65	-3,84	0,38	0,46	0,47	-0,51	-0,68
800,0	-2,41	-6,09	-4,74	-3,93	0,42	0,53	0,54	-0,51	-0,68
819,4	-2,44	-6,25	-4,83	-4,03	0,49	0,60	0,61	-0,51	-0,68
840,0	-2,48	-6,48	-4,89	-4,16	0,56	0,74	0,74	-0,51	-0,68

Tabela D.11 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 0-2,5 (Continuação)

PFN 0-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
860,0	-2,51	-6,66	-4,97	-4,27	0,66	0,86	0,87	-0,51	-0,68
880,0	-2,54	-6,85	-5,05	-4,36	0,73	0,96	0,96	-0,51	-0,68
900,0	-2,56	-7,05	-5,13	-4,47	0,83	1,09	1,09	-0,51	-0,68
920,6	-2,57	-7,32	-5,22	-4,64	1,01	1,33	1,33	-0,51	-0,68
940,0	-2,58	-7,58	-5,29	-4,79	1,20	1,50	1,57	-0,51	-0,68
960,0	-2,58	-7,77	-5,36	-4,94	1,33	1,69	1,74	-0,51	-0,51
980,0	-2,57	-8,06	-5,40	-5,12	1,55	1,98	2,01	-0,51	-0,51
1000,0	-2,51	-8,44	-5,45	-5,40	1,95	2,47	2,49	-0,51	-0,51
1020,0	-2,47	-8,69	-5,47	-5,59	2,20	2,78	2,79	-0,51	-0,51
1040,0	-2,35	-9,03	-5,48	-5,92	2,68	3,38	3,34	-0,51	-0,34
1059,6	-1,93	-9,78	-5,29	-6,62	3,97	4,87	4,67	-0,51	-0,17
1078,0	RUPTURA								

Tabela D.12 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 15-2,5

PFN 15-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,2	-0,07	-0,03	-0,10	-0,03	0,05	0,06	0,07	0,00	0,00
20,8	-0,16	-0,05	-0,15	-0,07	0,13	0,15	0,16	0,00	0,68
30,0	-0,25	-0,10	-0,25	-0,10	0,24	0,30	0,31	0,00	1,87
40,0	-0,34	-0,10	-0,36	-0,11	0,37	0,46	0,47	0,00	1,87
50,0	-0,43	-0,10	-0,51	-0,13	0,48	0,61	0,63	0,00	3,58
60,4	-0,52	-0,10	-0,57	-0,15	0,59	0,74	0,75	-0,17	3,92
70,2	-0,59	-0,10	-0,67	-0,16	0,70	0,86	0,86	-0,17	3,07
80,0	-0,66	-0,10	-0,77	-0,17	0,78	0,97	0,98	-0,17	3,41
90,0	-0,73	-0,10	-0,88	-0,19	0,89	1,08	1,10	-0,17	2,56
100,2	-0,81	-0,10	-0,98	-0,19	0,99	1,23	1,22	-0,17	2,73
110,0	-0,89	-0,10	-1,09	-0,21	1,11	1,37	1,35	-0,17	3,07
120,0	-0,94	-0,12	-1,15	-0,21	1,19	1,47	1,45	-0,17	3,75
130,0	-1,01	-0,14	-1,26	-0,22	1,30	1,59	1,58	-0,34	3,24
140,0	-1,07	-0,16	-1,36	-0,21	1,40	1,70	1,70	-0,34	3,75
150,0	-1,14	-0,18	-1,41	-0,21	1,49	1,84	1,82	-0,34	3,07
160,0	-1,20	-0,18	-1,52	-0,21	1,61	1,95	1,93	-0,34	3,07
170,2	-1,27	-0,20	-1,62	-0,21	1,73	2,10	2,07	-0,34	2,90
180,0	-1,33	-0,21	-1,71	-0,21	1,84	2,22	2,19	-0,34	2,56
190,4	-1,39	-0,22	-1,80	-0,21	1,94	2,34	2,32	-0,34	2,39
200,0	-1,44	-0,23	-1,90	-0,21	2,05	2,46	2,44	-0,34	2,56

Tabela D.12 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 15-2,5 (Continuação)

PFN 15-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
210,0	-1,50	-0,23	-1,98	-0,21	2,15	2,57	2,55	-0,34	2,56
220,0	-1,56	-0,23	-2,07	-0,22	2,25	2,70	2,66	-0,34	2,73
230,0	-1,62	-0,23	-2,19	-0,22	2,36	2,83	2,79	-0,51	2,73
240,0	-1,69	-0,23	-2,29	-0,22	2,48	2,98	2,93	-0,51	2,39
250,0	-1,75	-0,23	-2,39	-0,21	2,59	3,09	3,05	-0,51	2,39
260,0	-1,80	-0,23	-2,48	-0,21	2,69	3,20	3,16	-0,51	2,56
270,0	-1,86	-0,24	-2,56	-0,21	2,79	3,32	3,28	-0,51	2,56
280,0	-1,93	-0,24	-2,64	-0,20	2,91	3,46	3,40	-0,51	3,58
290,0	-1,99	-0,24	-2,77	-0,20	3,03	3,59	3,54	-0,51	3,58
300,2	-2,05	-0,24	-2,85	-0,20	3,13	3,71	3,64	-0,51	3,58
310,0	-2,12	-0,24	-2,97	-0,19	3,26	3,85	3,78	-0,51	3,58
320,0	-2,18	-0,24	-3,05	-0,19	3,38	3,99	3,90	-0,67	3,58
330,2	-2,24	-0,24	-3,16	-0,19	3,49	4,13	4,04	-0,67	-0,17
340,0	-2,31	-0,23	-3,27	-0,19	3,62	4,26	4,18	-0,67	-0,17
350,0	-2,39	-0,23	-3,40	-0,18	3,76	4,43	4,32	-0,67	-0,17
360,2	-2,46	-0,24	-3,51	-0,18	3,87	4,58	4,45	-0,67	-0,17
370,0	-2,54	-0,24	-3,64	-0,17	4,02	4,74	4,61	-0,67	0,00
380,2	-2,62	-0,24	-3,78	-0,15	4,19	4,91	4,76	-0,67	0,00
390,2	-2,71	-0,24	-3,91	-0,14	4,35	5,09	4,94	-0,84	0,17
400,0	-2,80	-0,23	-4,04	-0,13	4,50	5,27	5,09	-0,84	0,17
410,0	-2,88	-0,25	-4,15	-0,12	4,62	5,41	5,23	-0,84	-0,68
420,0	-3,00	-0,25	-4,31	-0,09	4,82	5,64	5,45	-0,84	0,34
430,0	-3,09	-0,25	-4,42	-0,07	4,96	5,79	5,59	-0,84	0,34
440,0	-3,18	-0,24	-4,53	-0,06	5,11	5,94	5,75	-0,84	-0,34
450,0	-3,29	-0,26	-4,69	-0,02	5,27	6,15	5,94	-0,84	0,34
460,0	-3,42	-0,25	-4,83	0,00	5,49	6,38	6,15	-0,84	0,34
470,0	-3,51	-0,23	-4,97	0,03	5,67	6,60	6,36	-0,84	0,34
480,0	-3,64	-0,24	-5,13	0,08	5,86	6,83	6,58	-0,84	-0,34
490,0	-3,76	-0,24	-5,29	0,13	6,06	7,06	6,79	-0,84	-0,51
500,0	-3,89	-0,22	-5,43	0,17	6,27	7,29	7,01	-1,01	-0,17
510,2	-4,00	-0,20	-5,57	0,20	6,52	7,57	7,26	-1,01	-0,17
520,0	-4,24	-0,19	-5,88	0,28	6,92	8,03	7,67	-1,01	0,00
530,0	-4,36	-0,17	-6,02	0,32	7,13	8,24	7,88	-1,01	0,00
540,0	-4,49	-0,15	-6,17	0,36	7,33	8,48	8,10	-1,01	-0,17
550,0	-4,56	-0,13	-6,31	0,40	7,52	8,71	8,31	-1,01	0,00
560,0	-4,72	-0,14	-6,49	0,46	7,78	9,01	8,57	-1,01	0,00
570,0	-4,89	-0,08	-6,73	0,54	8,11	9,39	8,92	-1,01	-0,17
580,0	-5,06	-0,01	-6,94	0,60	8,47	9,79	9,28	-1,18	0,00
590,0	-5,24	0,05	-7,19	0,68	8,86	10,23	9,66	-1,18	0,00
600,0	-5,55	0,14	-7,58	0,81	9,60	10,94	10,30	-1,18	0,00
610,0	-5,69	0,18	-7,79	0,86	9,93	11,32	10,64	-1,18	0,00
620,0	-5,88	0,26	-8,04	0,95	10,37	11,79	11,07	-1,18	0,00
630,8	-6,18	0,39	-8,38	1,10	10,97	12,48	11,69	-1,18	-1,02
640,0	-6,40	0,50	-8,67	1,22	11,47	13,05	12,19	-1,18	-0,85
650,2	-6,69	0,65	-9,02	1,40	12,11	13,77	12,84	-1,35	0,17
660,0	-7,08	0,88	-9,45	1,65	12,95	14,72	13,69	-1,35	0,17
670,4	RUPTURA								

Tabela D.13 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 24-2,5

PFN 24-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,39	-0,09	-0,24	-0,08	0,37	0,40	0,38	0,00	0,00
40,0	-0,76	-0,25	-0,60	-0,11	0,84	0,98	1,03	0,00	-0,34
60,0	-1,07	-0,36	-0,92	-0,12	1,32	1,57	1,63	0,00	-0,85
80,0	-1,37	-0,45	-1,24	-0,12	1,71	2,02	2,03	-0,17	-0,85
100,0	-1,68	-0,48	-1,59	-0,12	2,12	2,49	2,46	-0,17	-1,02
120,0	-1,98	-0,49	-1,92	-0,12	2,54	2,96	2,91	-0,17	-1,19
140,0	-2,28	-0,52	-2,27	-0,11	2,96	3,41	3,39	0,00	-1,36
160,0	-2,56	-0,52	-2,62	-0,09	3,40	3,89	3,84	0,00	-1,53
180,0	-2,87	-0,52	-2,95	-0,04	3,89	4,43	4,34	0,00	-1,53
200,0	-3,16	-0,52	-3,31	0,03	4,37	4,94	4,81	0,00	-1,53
210,0	-3,31	-0,49	-3,50	0,06	4,65	5,24	5,06	0,00	-1,53
220,0	-3,49	-0,44	-3,72	0,11	4,96	5,57	5,37	-0,17	-1,53
230,0	-3,67	-0,41	-3,89	0,16	5,25	5,87	5,66	-0,17	-1,53
240,0	-3,83	-0,36	-4,09	0,23	5,54	6,19	5,93	-0,17	-1,53
250,2	-4,02	-0,30	-4,29	0,30	5,87	6,57	6,25	-0,17	-1,53
260,0	-4,22	-0,21	-4,51	0,38	6,22	6,95	6,59	-0,17	-1,53
270,0	-4,42	-0,12	-4,76	0,58	6,60	7,35	6,97	-0,17	-1,53
280,0	-4,64	-0,02	-4,98	0,67	6,99	7,79	7,35	-0,17	-1,53
290,0	-4,88	0,10	-5,26	0,78	7,45	8,29	7,79	-0,17	-1,53
300,0	-5,17	0,28	-5,58	0,94	8,06	8,95	8,36	-0,17	-1,53
310,0	-5,54	0,49	-5,98	1,26	8,78	9,71	9,06	-0,17	-1,53
320,0	-5,78	0,63	-6,26	1,38	9,26	10,24	9,52	-0,17	-1,53
330,0	-6,18	0,91	-6,65	1,62	10,07	11,13	10,30	-0,17	-1,53
340,0	-6,66	1,22	-7,11	2,01	11,06	12,21	11,25	-0,17	-1,53
350,0	-7,70	2,00	-8,07	2,80	13,18	14,60	13,30	-0,17	-1,53
360,8	RUPTURA								

Tabela D.14 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 30-2,5

PFN 30-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,17
20,2	-0,33	-0,05	-0,14	-0,01	0,00	0,56	0,00	-0,17	0,51
40,6	-0,62	-0,06	-0,40	0,00	0,00	1,10	0,03	-0,17	-0,17
60,0	-0,88	-0,08	-0,65	0,03	0,00	1,63	0,61	-0,17	-0,51
60,0	-0,88	-0,08	-0,65	0,03	0,00	1,61	0,60	-2,19	-1,19
80,0	-1,19	-0,10	-0,88	0,09	0,00	2,22	1,27	-2,19	-1,70
100,0	-1,53	-0,16	-1,11	0,14	0,00	2,86	1,99	-2,19	-2,22
120,0	-1,87	-0,16	-1,41	0,23	0,00	3,45	2,63	-2,19	-2,22
140,0	-2,17	-0,16	-1,68	0,32	0,00	4,01	3,21	-2,19	-2,39
160,0	-2,53	-0,18	-2,02	0,44	0,01	4,65	3,85	-2,19	-2,56
180,0	-2,81	-0,18	-2,32	0,54	0,01	5,22	4,40	-2,36	-2,22
200,0	-3,20	-0,18	-2,71	0,68	0,01	5,93	5,08	-2,36	-3,07
220,0	-3,52	-0,13	-3,09	0,80	0,01	6,55	5,71	-2,36	4,26
240,0	-3,85	-0,06	-3,49	0,92	0,01	7,23	6,34	-2,36	4,60
260,0	-4,41	0,15	-4,17	1,16	0,01	8,42	7,43	-2,53	1412,56
280,0	-5,04	0,52	-4,88	1,45	0,01	9,85	8,77	-2,53	-1,87
300,0	-5,82	1,02	-5,74	1,85	0,02	11,59	10,38	-2,53	-1,70
320,0	-7,33	2,13	-7,34	2,77	0,02	15,14	13,61	-2,70	-1,70
330,0	-9,24	3,70	-9,36	4,24	0,03	19,83	17,86	-2,87	-1,70
336,0	RUPTURA								

Tabela D.15 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 40-2,5

PFN 40-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,27	-0,03	-0,21	-0,02	0,00	0,38	0,35	-0,17	0,00
40,0	-0,66	-0,06	-0,20	-0,03	0,00	0,85	0,81	-0,17	0,00
60,0	-1,11	-0,07	-1,22	-0,05	0,00	1,41	1,29	-0,17	-0,17
80,0	-1,44	-0,06	-1,64	-0,04	0,00	2,02	1,85	-0,34	-0,17
100,0	-1,82	0,01	-2,06	-0,01	0,00	2,78	2,57	-0,34	-0,51
110,0	-2,07	0,04	-2,33	0,03	0,48	3,29	3,03	-0,34	-0,51
120,0	-2,26	0,07	-2,51	0,06	0,81	3,69	3,40	-0,34	-0,68
129,8	-2,52	0,16	-2,76	0,19	1,26	4,21	3,89	-0,51	-0,68
140,0	-2,79	0,26	-3,00	0,32	1,74	4,76	4,38	-0,51	-0,85
150,0	-3,11	0,37	-3,29	0,47	2,31	5,41	4,99	-0,51	-1,02
160,0	-3,46	0,60	-3,66	0,69	3,04	6,23	5,73	-0,51	-1,19
170,0	-3,95	0,90	-4,15	0,97	4,02	7,32	6,70	-0,51	-1,19
180,0	-4,37	1,17	-4,59	1,22	4,86	8,28	7,58	-0,51	-1,36
190,0	-5,10	1,67	-5,32	1,68	6,37	9,97	9,08	-0,67	-1,53
200,0	-5,76	2,15	-6,03	2,11	7,76	11,54	10,51	-0,84	-1,70



Tabela D.15 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 40-2,5 (Continuação)

PFN 40-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
210,0	-6,66	2,79	-6,93	2,68	9,61	13,65	12,40	-0,84	-1,70
220,0	-7,70	3,59	-7,96	3,58	11,76	16,12	14,61	-1,01	-1,87
230,0	-9,59	5,07	-9,14	5,10	15,72	20,60	18,64	-1,01	-2,22
240,0	-12,43	7,35	-10,11	7,51	21,83	27,49	24,79	-1,18	-2,56
246,0	RUPTURA								

Tabela D.16 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 50-2,5

PFN 50-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,2	-0,41	-0,05	-0,21	0,01	0,54	0,59	0,00	0,00	-0,17
20,0	-0,58	-0,05	-0,26	0,01	0,80	0,93	0,00	-0,17	-0,17
30,2	-0,82	-0,03	-0,46	0,03	1,16	1,36	0,01	-0,17	-0,51
40,0	-1,12	-0,09	-0,73	0,03	1,52	1,78	0,01	-0,17	-0,68
50,0	-1,58	-0,33	-1,22	-0,05	1,84	2,11	0,01	-0,34	-0,85
60,0	-1,84	-0,33	-1,55	-0,07	2,10	2,39	0,01	-0,34	-0,51
70,0	-2,20	-0,39	-1,92	-0,09	2,48	2,78	0,16	-0,34	-0,68
80,0	-2,49	-0,38	-2,23	-0,08	2,85	3,20	0,53	-0,34	-0,68
90,0	-2,83	-0,32	-2,55	-0,05	3,39	3,79	1,09	-0,34	-0,68
100,0	-3,26	-0,16	-2,95	0,03	4,10	4,54	1,81	-0,51	-0,85
109,8	-3,81	0,11	-3,42	0,34	5,07	5,59	2,74	-0,51	-0,85
120,2	-4,60	0,68	-4,15	0,79	6,67	7,35	4,37	-0,67	-0,85
130,4	-5,40	1,22	-4,92	1,26	8,26	9,13	6,01	-0,67	-1,02
140,4	-6,40	1,97	-5,84	1,86	10,25	11,40	8,07	-0,84	-1,19
150,2	-7,67	2,94	-7,01	2,62	12,79	14,26	10,64	-1,01	-1,19
160,2	-8,99	3,90	-8,23	3,41	15,42	17,20	13,29	-1,01	-1,36
170,0	-10,41	4,98	-9,58	4,82	18,30	20,42	16,21	-1,18	-1,53
180,2	-12,21	6,36	-11,34	5,94	22,03	24,62	20,02	-1,18	-1,70
189,8	-15,28	8,68	-13,76	8,29	28,33	31,66	26,41	-1,35	-2,05
200,0	-20,28	12,38	-19,58	12,10	38,87	43,60	37,11	-1,69	-2,39
201,2	RUPTURA								

Tabela D.17 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 60-2,5

PFN 60-2,5									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,2	-0,28	0,02	-0,15	0,00	0,39	0,44	0,00	0,00	0,17
20,0	-0,75	-0,04	-0,20	0,00	0,94	1,12	0,00	-0,17	-0,34
30,0	-1,31	-0,09	-0,21	0,00	1,51	1,85	0,00	-0,17	-0,68
40,0	-1,81	-0,05	-0,21	0,04	2,18	2,65	0,00	-0,17	-0,85
50,0	-2,17	0,00	-0,21	0,10	2,73	3,34	0,21	-0,17	-1,02
60,0	-2,64	0,11	-0,22	0,35	3,57	4,32	1,14	-0,34	-1,19
70,0	-3,57	0,49	-0,22	0,86	5,19	6,17	2,82	-0,34	-1,53
80,0	-4,79	1,21	-2,72	1,72	7,58	8,78	5,21	-0,51	-0,34
90,0	-5,48	1,62	-4,79	2,13	8,89	10,25	6,55	-0,51	0,00
100,0	-6,65	2,34	-6,40	2,84	11,17	12,76	8,85	-0,67	0,00
110,0	-8,08	3,29	-7,77	3,69	13,97	15,91	11,67	-0,67	-0,17
120,0	-9,64	4,33	-9,26	4,60	17,03	19,30	14,73	-0,84	0,00
130,0	-11,45	5,51	-10,94	5,65	20,55	23,18	18,20	-1,01	0,00
140,0	-13,03	6,60	-12,57	6,59	23,78	26,77	21,42	-1,01	-0,17
150,0	-15,34	8,12	-14,89	7,92	28,39	31,90	26,00	-1,18	0,00
155,0	-16,96	9,17	-16,54	8,85	31,62	35,48	29,17	-1,35	0,00
160,0	-18,84	10,36	-18,51	9,92	35,43	39,71	32,97	-1,35	0,00
164,8	RUPTURA								

Tabela D.18 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 0-2

PFN 0-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
20,0	-0,24	-0,27	-0,16	-0,25	-0,02	-0,02	-0,01	0,00	0,00
40,0	-0,43	-0,50	-0,33	-0,37	0,09	0,11	0,18	0,00	-0,17
60,0	-0,56	-0,68	-0,49	-0,50	0,18	0,22	0,32	0,00	-0,34
80,0	-0,66	-0,82	-0,65	-0,63	0,24	0,26	0,39	-0,17	-0,51
100,0	-0,74	-0,94	-0,80	-0,76	0,29	0,31	0,42	-0,17	-0,51
120,0	-0,81	-1,09	-0,93	-0,87	0,32	0,36	0,46	-0,17	-0,68
140,0	-0,88	-1,18	-1,10	-0,98	0,37	0,39	0,50	-0,17	-0,68
160,0	-0,95	-1,30	-1,23	-1,09	0,41	0,44	0,54	-0,17	-0,68
180,0	-1,00	-1,39	-1,37	-1,18	0,46	0,48	0,61	-0,17	-0,85
200,0	-1,06	-1,50	-1,52	-1,29	0,50	0,53	0,65	-0,34	-0,85
220,0	-1,12	-1,58	-1,65	-1,38	0,56	0,57	0,71	-0,34	-0,85
240,0	-1,16	-1,66	-1,80	-1,47	0,61	0,62	0,75	-0,34	-0,85
260,0	-1,21	-1,77	-1,91	-1,55	0,65	0,67	0,80	-0,34	-0,85
280,0	-1,26	-1,86	-2,05	-1,65	0,69	0,71	0,85	-0,34	-0,85
300,0	-1,30	-1,93	-2,15	-1,73	0,73	0,75	0,89	-0,34	-1,02

Tabela D.18 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 0-2 (Continuação)

PFN 0-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
320,0	-1,35	-2,04	-2,29	-1,81	0,78	0,79	0,92	-0,34	-1,02
340,0	-1,40	-2,13	-2,42	-1,89	0,81	0,81	0,95	-0,34	-1,02
360,0	-1,43	-2,20	-2,54	-1,97	0,87	0,85	0,98	-0,34	-1,02
380,0	-1,47	-2,30	-2,66	-2,05	0,90	0,88	1,00	-0,51	-1,02
400,0	-1,52	-2,41	-2,78	-2,12	0,92	0,89	1,02	-0,51	-1,02
420,0	-1,57	-2,49	-2,88	-2,19	0,94	0,90	1,04	-0,51	-1,02
440,0	-1,63	-2,61	-3,00	-2,26	0,95	0,93	1,07	-0,51	-1,02
460,0	-1,69	-2,71	-3,10	-2,32	0,97	0,93	1,09	-0,51	-1,02
480,0	-1,74	-2,81	-3,22	-2,39	0,98	0,94	1,11	-0,51	-1,19
500,0	-1,80	-2,92	-3,34	-2,45	0,99	0,95	1,12	-0,51	-1,02
519,6	-1,85	-3,03	-3,43	-2,50	1,01	0,97	1,15	-0,51	-1,19
540,0	-1,92	-3,13	-3,55	-2,57	1,02	1,01	1,16	-0,51	-1,19
560,0	-1,99	-3,25	-3,68	-2,64	1,04	1,02	1,18	-0,51	-1,19
580,0	-2,05	-3,35	-3,78	-2,69	1,05	1,03	1,20	-0,51	-1,19
600,0	-2,13	-3,47	-3,91	-2,76	1,07	1,04	1,21	-0,67	-1,19
620,4	-2,21	-3,59	-4,03	-2,83	1,08	1,04	1,23	-0,67	-1,19
640,0	-2,29	-3,72	-4,13	-2,88	1,08	1,05	1,25	-0,67	-1,19
660,0	-2,37	-3,83	-4,25	-2,94	1,09	1,07	1,27	-0,67	-1,19
680,0	-2,45	-3,96	-4,35	-3,00	1,11	1,11	1,30	-0,67	-1,19
700,0	-2,55	-4,07	-4,47	-3,06	1,13	1,14	1,33	-0,67	-1,36
720,0	-2,65	-4,20	-4,64	-3,14	1,16	1,16	1,36	-0,67	-1,36
740,0	-2,72	-4,31	-4,74	-3,20	1,18	1,18	1,40	-0,67	-1,36
760,0	-2,80	-4,42	-4,88	-3,26	1,24	1,22	1,44	-0,67	-1,36
779,8	-2,88	-4,53	-4,96	-3,32	1,28	1,27	1,48	-0,67	-1,36
800,0	-2,97	-4,66	-5,11	-3,39	1,31	1,32	1,52	-0,67	-1,36
820,0	-3,05	-4,80	-5,24	-3,48	1,34	1,35	1,56	-0,84	-1,53
840,0	-3,13	-4,88	-5,36	-3,54	1,38	1,37	1,60	-0,84	-1,53
860,0	-3,20	-5,04	-5,48	-3,61	1,40	1,42	1,64	-0,84	-1,53
880,4	-3,28	-5,16	-5,60	-3,67	1,44	1,44	1,67	-0,84	-1,53
900,0	-3,39	-5,31	-5,76	-3,76	1,47	1,47	1,71	-0,84	-1,70
920,0	-3,46	-5,43	-5,88	-3,83	1,49	1,50	1,74	-0,84	-1,70
940,4	-3,54	-5,54	-6,00	-3,90	1,51	1,53	1,78	-0,84	-1,70
960,0	-3,64	-5,70	-6,14	-3,98	1,54	1,56	1,82	-0,84	-1,70
980,0	-3,73	-5,83	-6,30	-4,06	1,57	1,59	1,85	-0,84	-1,70
998,8	-3,83	-5,97	-6,44	-4,13	1,59	1,61	1,90	-0,84	-1,70
1020,0	-3,91	-6,12	-6,58	-4,21	1,62	1,65	1,94	-0,84	-1,87
1040,0	-4,01	-6,27	-6,74	-4,28	1,66	1,68	1,99	-1,01	-1,87
1060,0	-4,14	-6,42	-6,92	-4,37	1,68	1,72	2,05	-1,01	-1,87
1060,0	-4,14	-6,42	-6,92	-4,37	1,81	1,87	2,22	-1,35	-1,70
1080,0	-4,23	-6,57	-7,10	-4,43	1,84	1,91	2,29	-1,35	-1,70
1100,0	-4,30	-6,70	-7,35	-4,48	1,90	1,99	2,37	-1,52	-1,36
1120,0	-4,37	-6,81	-7,46	-4,52	1,94	2,04	2,43	-1,52	-1,36
1140,0	-4,44	-6,91	-7,56	-4,57	1,97	2,08	2,49	-1,52	-1,36
1160,0	-4,52	-7,03	-7,67	-4,61	2,03	2,14	2,56	-1,52	-1,36
1180,0	-4,63	-7,14	-7,83	-4,67	2,10	2,24	2,67	-1,52	-1,53
1200,0	-4,73	-7,22	-7,95	-4,70	2,17	2,31	2,78	-1,52	-1,70
1220,0	-4,87	-7,33	-8,14	-4,74	2,32	2,49	2,99	-1,52	-1,87
1238,0	-5,10	-7,40	-8,41	-4,79	2,59	2,83	3,42	-1,52	-2,05
1255,0	RUPTURA								

Tabela D.19 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 15-2

PFN 15-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,34	-0,22	-0,38	-0,32	0,15	0,16	0,13	-0,17	0,17
30,0	-0,46	-0,26	-0,56	-0,39	0,24	0,25	0,23	-0,17	0,34
40,0	-0,58	-0,34	-0,69	-0,43	0,37	0,40	0,38	-0,17	0,17
50,0	-0,70	-0,39	-0,82	-0,46	0,52	0,55	0,53	-0,17	0,17
60,0	-0,80	-0,43	-0,96	-0,48	0,64	0,69	0,69	-0,34	0,17
70,0	-0,90	-0,47	-1,11	-0,50	0,77	0,84	0,82	-0,34	0,00
80,0	-1,00	-0,50	-1,22	-0,52	0,89	0,97	0,95	-0,34	0,00
90,0	-1,09	-0,54	-1,37	-0,54	1,02	1,12	1,08	-0,34	0,17
100,0	-1,19	-0,55	-1,50	-0,55	1,15	1,25	1,22	-0,34	0,17
110,0	-1,27	-0,58	-1,59	-0,56	1,27	1,37	1,34	-0,34	0,17
120,0	-1,36	-0,58	-1,71	-0,57	1,39	1,50	1,47	-0,51	0,17
130,0	-1,43	-0,59	-1,83	-0,58	1,51	1,62	1,60	-0,51	0,00
140,0	-1,51	-0,62	-1,95	-0,59	1,64	1,76	1,72	-0,51	0,00
150,0	-1,60	-0,63	-2,06	-0,60	1,77	1,91	1,86	-0,51	0,00
160,0	-1,66	-0,64	-2,17	-0,61	1,88	2,02	1,98	-0,51	0,00
170,0	-1,74	-0,68	-2,27	-0,62	2,00	2,16	2,10	-0,51	0,00
180,0	-1,81	-0,66	-2,38	-0,62	2,12	2,29	2,22	-0,51	0,00
190,0	-1,90	-0,69	-2,51	-0,63	2,26	2,44	2,37	-0,51	0,00
200,0	-1,97	-0,70	-2,59	-0,63	2,37	2,55	2,48	-0,67	0,00
210,0	-2,05	-0,71	-2,71	-0,64	2,50	2,69	2,62	-0,67	0,00
220,0	-2,12	-0,71	-2,82	-0,64	2,62	2,82	2,75	-0,67	0,00
230,0	-2,19	-0,73	-2,92	-0,64	2,76	2,96	2,87	-0,67	0,00
240,0	-2,26	-0,74	-3,00	-0,64	2,87	3,09	2,99	-0,67	0,00
250,0	-2,32	-0,75	-3,12	-0,64	2,99	3,22	3,12	-0,67	0,00
260,0	-2,40	-0,76	-3,22	-0,64	3,11	3,36	3,25	-0,67	0,00
270,0	-2,48	-0,76	-3,37	-0,63	3,27	3,53	3,41	-0,84	0,00
280,0	-2,59	-0,77	-3,48	-0,63	3,38	3,65	3,53	-0,84	0,00
290,0	-2,66	-0,77	-3,59	-0,63	3,51	3,79	3,68	-0,84	0,00
300,0	-2,74	-0,78	-3,70	-0,63	3,65	3,93	3,81	-0,84	0,00
310,0	-2,81	-0,79	-3,81	-0,63	3,76	4,06	3,92	-0,84	0,00
320,0	-2,91	-0,81	-3,91	-0,62	3,87	4,19	4,04	-1,01	0,00
330,0	-3,02	-0,79	-4,07	-0,61	4,07	4,38	4,23	-1,01	0,17
340,0	-3,08	-0,79	-4,16	-0,61	4,16	4,49	4,32	-1,01	0,17
350,0	-3,19	-0,80	-4,30	-0,61	4,29	4,62	4,44	-1,01	0,17
360,0	-3,25	-0,82	-4,39	-0,61	4,41	4,75	4,56	-1,01	0,34
370,0	-3,34	-0,83	-4,52	-0,60	4,56	4,90	4,70	-1,01	0,34
380,0	-3,43	-0,83	-4,61	-0,60	4,68	5,03	4,84	-1,18	0,34
390,0	-3,50	-0,83	-4,74	-0,59	4,82	5,16	4,96	-1,18	0,51
400,0	-3,56	-0,82	-4,83	-0,59	4,92	5,29	5,06	-1,18	0,51

Tabela D.19 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 15-2 (Continuação)

PFN 15-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
410,0	-3,70	-0,80	-5,04	-0,57	5,12	5,49	5,25	-1,18	0,51
420,0	-3,80	-0,80	-5,18	-0,56	5,29	5,67	5,41	-1,18	0,68
430,0	-3,89	-0,80	-5,31	-0,55	5,42	5,82	5,55	-1,18	0,68
440,0	-4,01	-0,80	-5,44	-0,53	5,57	5,97	5,69	-1,18	0,68
450,0	-4,11	-0,80	-5,58	-0,50	5,75	6,14	5,85	-1,35	0,85
460,0	-4,22	-0,79	-5,71	-0,47	5,90	6,31	6,00	-1,35	0,85
470,0	-4,36	-0,78	-5,88	-0,45	6,08	6,49	6,18	-1,35	0,85
480,0	-4,49	-0,78	-6,03	-0,40	6,28	6,69	6,38	-1,35	1,02
490,0	-4,62	-0,73	-6,22	-0,36	6,51	6,93	6,59	-1,35	1,02
500,0	-4,74	-0,73	-6,32	-0,33	6,63	7,08	6,73	-1,35	1,02
510,0	-4,90	-0,72	-6,53	-0,27	6,89	7,35	6,99	-1,35	1,19
520,0	-5,01	-0,70	-6,68	-0,23	7,06	7,53	7,15	-1,52	1,19
530,0	-5,18	-0,66	-6,87	-0,17	7,30	7,80	7,39	-1,52	1,36
540,0	-5,38	-0,61	-7,14	-0,08	7,62	8,16	7,71	-1,52	1,53
550,0	-5,53	-0,59	-7,30	-0,02	7,84	8,38	7,92	-1,52	1,70
560,0	-5,67	-0,54	-7,47	0,03	8,06	8,63	8,15	-1,52	1,87
570,0	-5,95	-0,43	-7,79	0,16	8,51	9,09	8,59	-1,52	2,05
580,0	-6,07	-0,40	-7,93	0,22	8,72	9,32	8,81	-1,52	2,39
590,0	-6,34	-0,30	-8,22	0,33	9,12	9,73	9,19	-1,69	2,56
600,0	-6,62	-0,19	-8,51	0,46	9,53	10,17	9,61	-1,69	2,73
605,0	-6,76	-0,11	-8,68	0,55	9,79	10,44	9,86	-1,69	2,73
610,0	-6,85	-0,07	-8,79	0,60	9,96	10,61	10,02	-1,69	2,73
615,0	-7,05	0,04	-8,97	0,71	10,29	10,97	10,36	-1,69	2,73
620,0	-7,14	0,05	-9,11	0,76	10,45	11,15	10,51	-1,69	2,73
625,0	-7,35	0,18	-9,31	0,87	10,78	11,49	10,83	-1,69	2,73
630,0	-7,51	0,29	-9,50	0,98	11,10	11,83	11,15	-1,85	2,73
635,0	-7,73	0,40	-9,70	1,10	11,45	12,22	11,48	-1,85	2,73
640,0	-8,04	0,65	-10,09	1,33	12,10	12,92	12,12	-1,85	2,90
645,0	-8,27	0,79	-10,32	1,46	12,50	13,33	12,49	-1,85	2,90
650,0	-8,39	0,86	-10,44	1,55	12,74	13,60	12,74	-1,85	2,90
655,0	-9,15	1,39	-11,18	2,05	14,14	15,09	14,07	-1,85	2,90
662,0	RUPTURA								

Tabela D.20 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 24-2

PFN 24-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,67	-0,43	-0,80	-0,58	0,01	0,01	-0,08	0,00	0,00
40,4	-1,09	-0,64	-1,23	-0,77	0,22	0,24	0,14	0,00	0,00
60,0	-1,30	-0,71	-1,47	-0,82	0,48	0,52	0,43	0,00	-0,17
80,0	-1,55	-0,74	-1,78	-0,84	0,79	0,86	0,76	-0,17	-0,34
100,0	-1,76	-0,78	-2,05	-0,84	1,08	1,18	1,07	-0,17	-0,34
120,0	-1,96	-0,80	-2,30	-0,84	1,37	1,50	1,39	-0,17	-0,34
140,0	-2,21	-0,82	-2,58	-0,84	1,68	1,83	1,72	-0,17	-0,51
160,0	-2,39	-0,83	-2,84	-0,84	2,00	2,16	2,02	-0,17	-0,68
180,0	-2,62	-0,83	-3,09	-0,83	2,28	2,47	2,33	-0,34	-0,68
200,0	-2,78	-0,84	-3,33	-0,82	2,56	2,77	2,61	-0,34	-0,68
220,0	-3,01	-0,84	-3,60	-0,79	2,86	3,06	2,90	-0,34	-0,85
240,0	-3,18	-0,84	-3,84	-0,76	3,15	3,40	3,20	-0,34	-0,85
260,0	-3,42	-0,82	-4,13	-0,71	3,51	3,78	3,57	-0,34	-1,02
280,0	-3,58	-0,78	-4,41	-0,64	3,92	4,21	3,97	-0,34	-1,02
300,0	-3,79	-0,72	-4,64	-0,56	4,35	4,67	4,40	-0,34	-1,19
320,0	-4,10	-0,62	-4,98	-0,40	4,86	5,22	4,93	-0,34	-1,19
340,0	-4,32	-0,53	-5,27	-0,28	5,31	5,70	5,38	-0,51	-1,36
360,0	-4,69	-0,36	-5,66	-0,12	5,93	6,38	6,02	-0,51	-1,36
380,0	-5,19	-0,04	-6,26	0,13	6,83	7,33	6,91	-0,51	-1,36
400,0	-5,70	0,28	-6,84	0,40	7,71	8,28	7,79	-0,51	-1,36
420,2	-6,73	1,03	-7,95	1,04	9,59	10,31	9,68	-0,51	-1,36
440,0	-8,50	2,44	-9,58	2,23	12,94	13,98	13,07	-0,67	-1,19
456,0	RUPTURA								

Tabela D.21 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 30-2

PFN 30-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,0	-0,38	-0,11	0,00	-0,03	0,00	0,33	0,00	0,00	0,00
40,0	-0,69	-0,15	-0,01	-0,04	0,00	0,79	0,00	-0,17	0,00
60,0	-1,13	-0,27	-0,01	-0,07	0,00	1,37	0,00	-0,17	-0,17
80,0	-1,53	-0,37	-0,01	-0,10	0,00	1,89	0,00	-0,17	-0,51
100,0	-1,89	-0,40	-2,21	-0,11	0,00	2,41	0,01	-0,17	-0,68
120,0	-2,31	-0,44	-2,70	-0,11	0,01	3,03	0,01	-0,17	-0,51
140,0	-2,65	-0,44	-3,11	-0,11	0,01	3,55	0,24	-0,34	-0,68
160,0	-3,09	-0,42	-3,59	-0,10	0,01	4,24	0,89	-0,34	-0,85
180,0	-3,49	-0,36	-4,10	-0,09	0,01	4,90	1,53	-0,34	-0,85
200,0	-3,92	-0,27	-4,63	-0,07	0,01	5,66	2,22	-0,34	-1,02

Tabela D.21 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 30-2 (Continuação)

PFN 30-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
210,0	-4,17	-0,17	-4,95	-0,06	0,50	6,11	2,64	-0,51	-1,02
220,0	-4,35	-0,10	-5,19	-0,05	0,82	6,45	2,96	-0,51	-1,19
230,0	-4,73	0,10	-5,66	-0,05	1,46	7,18	3,60	-0,51	-1,70
240,0	-4,94	0,20	-5,94	0,06	1,82	7,57	3,99	-0,51	-1,70
250,0	-5,43	0,40	-6,43	0,22	2,54	8,40	4,72	-0,51	-1,87
260,0	-5,72	0,59	-6,74	0,39	3,09	9,00	5,30	-0,67	-1,87
270,0	-6,26	0,91	-7,37	0,68	4,08	10,11	6,30	-0,67	-2,05
280,0	-6,73	1,21	-7,85	0,96	4,85	10,95	7,10	-0,67	-2,05
290,0	-7,74	1,97	-8,97	1,60	6,78	13,07	9,06	-0,84	-2,05
300,0	-8,37	2,42	-9,64	2,00	7,90	14,31	10,21	-0,84	-2,22
310,0	-10,47	4,13	-11,83	3,45	11,92	18,76	14,23	-1,01	-2,56
317,0	RUPTURA								

Tabela D.22 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 40-2

PFN 40-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,0	-0,37	-0,01	-0,36	0,01	0,33	0,32	0,29	0,00	-2,73
20,0	-0,78	-0,06	-0,78	-0,01	0,70	0,57	0,65	-0,17	-3,58
30,0	-1,05	-0,04	-1,09	0,00	1,02	0,91	0,98	-0,17	-3,75
40,0	-1,34	-0,03	-1,36	0,03	1,41	1,32	1,39	-0,34	-3,92
50,0	-1,62	-0,01	-1,63	0,08	1,80	1,75	1,85	-0,34	-3,92
60,0	-1,87	-0,04	-1,86	0,13	2,16	2,14	2,26	-0,51	-4,26
70,2	-2,14	-0,06	-2,10	0,21	2,55	2,57	2,70	-0,51	-3,58
80,2	-2,37	-0,05	-2,32	0,28	2,91	2,97	3,08	-0,51	-3,75
90,0	-2,59	0,01	-2,54	0,34	3,28	3,32	3,42	-0,67	-3,92
100,0	-2,81	0,05	-2,81	0,43	3,63	3,69	3,75	-0,67	-3,92
110,0	-3,04	0,14	-3,07	0,52	4,00	4,08	4,12	-0,67	-3,92
120,0	-3,22	0,21	-3,27	0,60	4,30	4,39	4,43	-0,67	-3,92
130,0	-3,61	0,40	-3,71	0,77	4,93	5,05	5,04	-0,84	-3,92
140,0	-3,83	0,49	-3,95	0,86	5,31	5,42	5,42	-0,84	-3,75
150,0	-4,06	0,60	-4,20	0,96	5,68	5,80	5,79	-0,84	-3,07
160,0	-4,39	0,77	-4,52	1,11	6,27	6,39	6,35	-1,01	-3,24
170,0	-4,80	1,01	-4,97	1,33	6,95	7,11	7,04	-1,01	-3,41
180,0	-5,35	1,22	-5,38	1,53	7,65	7,84	7,71	-1,01	-3,24
190,0	-5,78	1,49	-5,83	1,76	8,44	8,63	8,46	-1,18	-3,24
200,0	-6,12	1,69	-6,20	1,95	9,08	9,31	9,07	-1,18	-3,41
210,0	-6,54	1,96	-6,63	2,18	9,83	10,08	9,81	-1,18	-3,07
220,0	-7,26	2,39	-7,30	2,57	11,03	11,34	10,99	-1,35	-3,07
230,0	-7,81	2,81	-7,90	2,90	12,07	12,44	12,03	-1,35	-3,24
240,0	-8,31	3,12	-8,39	3,17	12,94	13,35	12,88	-1,35	-3,24

Tabela D.22 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 40-2 (Continuação)

PFN 40-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
250,0	-9,31	3,82	-9,36	3,74	14,74	15,23	14,62	-1,52	-3,41
260,0	-10,15	4,42	-10,21	4,23	16,25	16,81	16,10	-1,52	-3,58
270,0	-11,54	5,42	-11,60	5,05	18,83	19,47	18,61	-1,69	-3,75
275,4	-12,52	6,10	-12,53	5,61	20,53	21,27	20,28	-1,85	-3,92
280,0	-13,37	6,70	-13,36	6,10	22,06	22,87	21,78	-1,85	-3,92
286,4	-14,72	7,62	-14,70	6,87	24,50	25,43	24,15	-2,02	-4,09
290,0	-16,15	8,66	-16,16	7,72	27,13	28,21	26,73	-2,02	-4,09
294,4	RUPTURA								

Tabela D.23 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 50-2

PFN 50-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,0	-0,27	-0,04	-0,29	-0,05	0,22	0,23	0,21	0,00	-1,70
20,0	-0,64	-0,11	-0,67	-0,08	0,61	0,66	0,62	-0,17	-5,97
30,0	-1,21	-0,45	-1,19	-0,33	1,01	1,09	1,08	-0,17	-6,82
40,0	-1,63	-0,57	-1,60	-0,44	1,45	1,54	1,53	-0,34	-7,16
50,0	-2,02	-0,57	-2,00	-0,47	1,95	2,06	2,03	-0,34	-7,84
60,0	-2,37	-0,50	-2,40	-0,45	2,44	2,57	2,52	-0,34	-8,35
70,0	-2,73	-0,41	-2,82	-0,38	3,01	3,17	3,11	-0,51	-8,69
80,0	-3,17	-0,20	-3,32	-0,20	3,74	3,94	3,84	-0,51	-8,86
90,0	-3,65	0,09	-3,80	0,01	4,52	4,78	4,64	-0,51	-9,20
100,0	-4,09	0,36	-4,26	0,22	5,29	5,60	5,42	-0,51	-9,55
110,0	-4,57	0,65	-4,76	0,47	6,13	6,51	6,25	-0,67	-9,72
120,0	-5,12	1,05	-5,33	0,76	7,11	7,57	7,24	-0,67	-9,89
130,0	-5,83	1,44	-5,91	1,05	8,09	8,61	8,22	-0,67	-10,23
140,0	-6,43	1,90	-6,60	1,39	9,21	9,83	9,35	-0,84	-10,40
150,0	-7,27	2,51	-7,40	1,81	10,57	11,31	10,74	-0,84	-10,57
160,0	-7,97	3,05	-8,16	2,76	11,89	12,69	12,08	-0,84	-10,40
170,0	-8,85	3,69	-9,01	3,27	13,33	14,27	13,55	-1,01	-10,74
180,0	-9,89	4,56	-10,16	3,97	15,29	16,40	15,54	-1,01	-11,25
190,0	-10,98	5,34	-11,23	4,60	17,12	18,40	17,43	-1,18	-11,25
200,0	-12,04	6,16	-12,36	5,25	19,07	20,52	19,41	-1,18	-11,59
210,0	-13,70	7,41	-14,09	6,22	21,99	23,73	22,41	-1,35	-11,93
215,0	-14,44	7,94	-14,85	6,64	23,27	25,10	23,73	-1,35	-12,10
220,0	-15,15	8,48	-15,59	7,05	24,56	26,52	25,06	-1,35	-12,10
225,0	-16,60	9,22	-17,12	7,89	27,14	29,34	27,72	-1,52	-12,27
230,0	-17,74	10,10	-18,35	8,57	29,24	31,70	29,90	-1,52	-12,44
232,0	RUPTURA								



Tabela D.24 – Deslocamentos horizontais e verticais – PFN 60-2

PFN 60-2									
FORÇA	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS								
	DE1	DE2	DE3	DE4	DE5	DE6	DE7	DE8	DE9
(kN)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,0	-0,41	-0,04	-0,50	-0,13	0,15	0,15	0,16	-0,17	0,17
20,0	-0,87	-0,20	-1,00	-0,29	0,35	0,37	0,40	-0,17	0,34
30,0	-1,28	-0,27	-1,41	-0,34	0,72	0,77	0,83	-0,17	0,34
40,0	-1,69	-0,27	-1,89	-0,34	1,18	1,28	1,36	-0,17	0,34
50,0	-2,14	-0,14	-2,47	-0,23	1,85	1,99	2,05	-0,34	0,68
60,0	-2,57	0,06	-2,96	-0,08	2,49	2,68	2,74	-0,34	0,68
70,0	-3,08	0,31	-3,47	0,17	3,34	3,57	3,62	-0,34	0,68
80,0	-3,71	0,68	-4,10	0,54	4,40	4,69	4,70	-0,51	0,68
90,0	-4,53	1,22	-4,89	1,05	5,79	6,15	6,07	-0,67	0,68
100,0	-5,39	1,81	-5,74	1,55	7,25	7,69	7,52	-0,67	0,68
110,0	-6,20	2,33	-6,52	1,99	8,61	9,08	8,85	-0,84	0,85
120,0	-7,15	3,01	-7,45	2,51	10,20	10,80	10,48	-0,84	0,85
130,0	-7,97	3,59	-8,27	2,94	11,62	12,31	11,92	-1,01	0,85
140,0	-9,23	4,48	-9,55	3,62	13,82	14,65	14,15	-1,01	0,85
150,2	-10,57	5,14	-10,48	4,11	15,43	16,37	15,78	-1,18	1,02
160,0	-11,57	6,10	-11,83	4,82	17,75	18,84	18,16	-1,18	1,02
170,2	-13,57	7,05	-13,30	5,56	20,19	21,45	20,63	-1,35	1,02
176,0	-14,57	7,88	-14,45	6,15	22,12	23,52	22,60	-1,35	1,19
180,0	-15,57	8,68	-15,60	6,74	24,07	25,63	24,58	-1,52	1,19
185,0	-16,69	9,49	-16,86	7,34	26,12	27,80	26,65	-1,69	1,19
190,0	-17,71	10,06	-17,97	7,88	27,93	29,76	28,47	-1,69	1,36
195,0	-20,77	11,39	-20,18	8,94	31,58	33,73	32,20	-1,85	2,05
198,4	RUPTURA								