

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PILARES
DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A FLEXÃO
COMPOSTA RETA.**

GALILEU SILVA SANTOS

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

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PILARES
DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A FLEXÃO
COMPOSTA RETA.**

GALILEU SILVA SANTOS

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. de A. MELO

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

**PUBLICAÇÃO: E.DM-003/09
BRASÍLIA/DF: MARÇO – 2009**

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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A FLEXÃO COMPOSTA
RETA.**

GALILEU SILVA SANTOS

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

APROVADA POR:

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

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

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

BRASÍLIA/DF, 26 DE MARÇO DE 2009

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, GALILEU SILVA

Análise Experimental e Numérica de Pilares de Concreto Armado Submetidos a Flexão Composta Reta. [Distrito Federal] 2009.

xxi, 218 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2009).

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

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Pilares de concreto armado

2. Flexão composta reta

3. Programa experimental

4. Análise numérica

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, G. S. (2009). Análise Experimental e Numérica de Pilares de Concreto Armado Submetidos a Flexão Composta Reta. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-003A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 218p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Galileu Silva Santos.

TÍTULO Análise Experimental e Numérica de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Composta Reta.

GRAU: Mestre

ANO: 2009

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

Galileu Silva Santos

Rua Juraci Magalhães n° 297, Centro.

CEP: 46.140-000

Livramento de Nossa Senhora – BA – Brasil.

AGRADECIMENTOS

As realizações não ficam apenas na “boa vontade” quando há Educação. Essa é a visão de todos aqueles que se dispuseram a abrir mão da nossa convivência para o meu crescimento.

Especialmente a minha família, que durante esses anos que me dediquei à vida acadêmica, apoiou todas as minhas escolhas, ainda que implicasse em algum sacrifício.

Agradeço aos Mestres por todo legado que me foi transmitido e, sobretudo, pela orientação fundamental ao longo desse e de outros trabalhos.

Aos amigos de Viçosa – MG, pela adaptação conjunta ao cerrado brasileiro.

Às amigas conquistadas em Brasília, que pela condição, exerceram um papel fundamental.

Às pessoas e instituições que ajudaram na formação desse trabalho, direta ou indiretamente: Amigos, Parceiro de Pesquisa, Colegas, Técnicos de Laboratório, Professores, Engenheiros e Órgão Financiador (CAPES).

RESUMO

ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A FLEXÃO COMPOSTA RETA.

Autor: Galileu Silva Santos

Orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, março de 2009

Este trabalho apresenta um estudo teórico e experimental sobre o comportamento de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta, visando contribuir para uma melhor compreensão do assunto. A análise teórica consistiu na adaptação de um programa computacional denominado CACODI, elaborado pelo Professor Yosiaki Nagato (NAGATO, 1987), para a criação de um novo programa, batizado de FLECO 2. O programa foi usado na estimativa de flechas e deformações de pilares de concreto armado sob flexão composta reta durante todas as fases do carregamento até a ruína levando-se em conta os efeitos de segunda ordem. O programa experimental envolveu o ensaio de 14 modelos no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. As variáveis principais foram a excentricidade do ponto de aplicação de carga e o índice de esbeltez dos pilares, sendo mantidas constantes as dimensões das seções transversais e a taxa de armadura. A resistência especificada para o concreto foi de 40 MPa. Os resultados estimados pelo programa tiveram uma excelente aproximação dos resultados experimentais, sendo adequada a sua utilização na verificação de ensaios de elementos submetidos a flexão composta reta. Uma curva de tendência de forma exponencial para a carga última relativa (v) em função da excentricidade relativa (e/h) foi encontrada, evidenciando a influência da esbeltez das peças e da excentricidade da carga na resistência última dos pilares ensaiados.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO COMBINED AXIAL AND BENDING LOADS

Author: Galileu Silva Santos

Supervisor: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, march, 2009

This research presents a theoretical and experimental study on the behavior of reinforced concrete (RC) columns subjected to combined axial and bending loads in order to contribute to a better understanding of this subject. The theoretical analysis consisted of an adaptation of a computer program called CACODI, developed by Professor Yosiaki Nagato (NAGATO, 1987), resulting in a new program, called FLECO 2. The use of FLECO 2 permitted to estimate theoretically deflections and strains of tested RC columns submitted to combined axial and bending loads during all load stages, also considering the second order effects. The experimental program consisted of tests of 14 RC columns. These tests were realized in Laboratory of Structures of University of Brasília. All RC columns had the same reinforcement rate and characteristic compressive strength of concrete $f'_c = 40$ MPa. The main variables were the eccentricity, which was applied in the direction of the lowest inertia of the cross section, and the slenderness of the columns. It was observed that the theoretical results, estimated by the numerical model, are very similar to the experimental results, showing that it may be used to properly predict the behavior of RC columns subjected to combined axial and bending loads. It was found a tendency curve of exponential shape for the relative ultimate load (ν) in function of the relative eccentricity (e/h), showing that it express properly the tendencies of the observed experimental results.

SUMÁRIO

1 -	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS.....	2
1.3	METODOLOGIA	2
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	3
2 -	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	HOGNESTAD (1951)	5
2.2	NAGATO (1987)	7
2.3	IBRAHIM E MACGREGOR (1996)	10
2.3.1	Modelos em concreto armado.....	12
2.3.2	Modelos em concreto simples	13
2.4	ADORNO (2004)	14
2.5	ARAÚJO (2004)	17
2.6	DANTAS (2006)	19
2.7	PRESCRIÇÕES DA NBR-6118 (2003).....	24
2.7.1	- Definições	24
2.7.2	Características Geométricas.....	24
2.7.3	Excentricidade de 1ª ordem	28
2.7.4	Excentricidade de 2ª ordem	30
2.7.5	Métodos para determinação dos efeitos locais de 2ª ordem.....	30
2.7.6	Critérios para o dimensionamento.....	33
3 -	PROGRAMA EXPERIMENTAL	34
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	34
3.2	MODELOS ENSAIADOS.....	35
3.2.1	Características geométricas	35

3.2.2	Arranjo das armaduras	35
3.3	MATERIAIS	37
3.3.1	Concreto	37
3.3.2	Aço	37
3.4	FABRICAÇÃO	38
3.4.1	Formas	38
3.4.2	Concretagem e cura dos modelos	39
3.5	INSTRUMENTAÇÃO.....	41
3.5.1	Cargas	41
3.5.2	Deformações específicas das armaduras	41
3.5.3	Deformações específicas do concreto	42
3.5.4	Deslocamentos e rotação das extremidades	43
3.5.5	Desenvolvimento de fissuras	45
3.6	MONTAGEM E TÉCNICA DE ENSAIO.....	46
3.6.1	Estrutura de reação	46
3.6.2	Posicionamento dos modelos na estrutura de aplicação da carga.....	48
3.6.3	Sistema de aplicação de carga e vinculação	49
3.6.4	Sistema de aquisição de dados.....	51
3.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
4 -	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	52
4.1	INTRODUÇÃO.....	52
4.2	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS.....	52
4.2.1	Aço	52
4.2.2	Concreto	53
4.3	FISSURAÇÃO	54
4.3.1	Modelos submetidos a carga centrada.....	55
4.3.2	Modelos submetidos a carga excêntrica	56

4.4	CARGA ÚLTIMA E MODOS DE RUÍNA	60
4.4.1	Ruptura frágil por fendilhamento na região dos consolos.....	61
4.4.2	Ruptura frágil na região central com esmagamento do concreto.....	61
4.4.3	Ruptura por flexo-compressão na região central.....	62
4.5	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO ...	62
4.5.1	Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm).....	63
4.5.2	Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm).....	71
4.6	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DAS AMADURAS LONGITUDINAIS	78
4.6.1	Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm).....	79
4.6.2	Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm).....	88
4.7	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS MODELOS	97
4.7.1	Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm).....	97
4.7.2	Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm).....	102
4.8	DESLOCAMENTOS VERTICAIS DOS MODELOS.....	107
4.8.1	Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm).....	107
4.8.2	Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm).....	111
4.9	ENCURTAMENTO DOS MODELOS.....	115
4.10	ROTAÇÃO DAS EXTREMIDADES DOS MODELOS.....	116
5 -	MODELO NUMÉRICO	117
5.1	INTRODUÇÃO.....	117
5.2	PROGRAMA CACODI (NAGATO, 1987).....	118
5.2.1	Considerações iniciais	118
5.2.2	Análise das seções de concreto armado	119
5.2.3	Relações constitutivas adotadas para os materiais.....	122
5.3	PROGRAMA FLECO 2.....	126
5.3.1	Sub-rotina SECORDER	128

5.4	PARÂMETROS ADOTADOS NO CÁLCULO DOS MODELOS DA PESQUISA.....	132
5.4.1	Parâmetros geométricos da peça.....	132
5.4.2	Propriedades mecânicas dos materiais.....	133
6 -	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS.....	134
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	134
6.2	CARGAS DE FISSURAÇÃO	134
6.3	CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA.....	136
6.4	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO ..	138
6.4.1	Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica do concreto – Série 1 (L = 2000 mm).....	139
6.4.2	Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica do concreto – Série 2 (L = 2500 mm).....	143
6.5	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	147
6.5.1	Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica das armaduras longitudinais – Série 1 (L = 2000 mm).....	148
6.5.2	Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica das armaduras longitudinais – Série 2 (L = 2500 mm).....	153
6.6	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	157
6.6.1	Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deslocamentos horizontais – Série 1 (L = 2000 mm)	157
6.6.2	Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deslocamentos horizontais – Série 2 (L = 2500 mm)	161
6.7	INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA CARGA E DO ÍNDICE DE ESBELTEZ	165
7 -	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	168
7.1	INTRODUÇÃO.....	168

7.2	INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA CARGA E DO ÍNDICE DE ESBELTEZ	168
7.3	DESEMPENHO DO PROGRAMA FLECO 2	169
7.4	SISTEMA DE ENSAIO.....	170
7.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	171
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	172
	APÊNDICES	175
A	DETERMINAÇÃO DO ENCURTAMENTO E DA ROTAÇÃO NAS EXTREMIDADES DOS PILARES.....	176
B	CÁLCULO DA CARGA DE FISSURAÇÃO DOS PILARES SOB CARGA CENTRADA	178
C	CÁLCULO DA CARGA ÚLTIMA DOS PILARES CENTRADOS.	179
D	CÓDIGO UTILIZADO PARA A ELABORAÇÃO DA SUBROTINA SECORDER.....	181
E	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	183
E.1	Série 1 (L = 2000 mm).....	183
E.2	Série 2 (L = 2500 mm).....	190
F	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	197
F.1	Série 1 (L = 2000 mm).....	197
F.2	Série 2 (L = 2500 mm).....	201
G	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS.....	204
G.1	Série 1 (L = 2000 mm)	204
G.2	Série 2 (L = 2500 mm)	212

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características das armaduras dos pilares ensaiados (HOGNESTAD, 1951)..	6
Tabela 2.2 – Programa de ensaios (NAGATO, 1987).....	8
Tabela 2.3 – Resultados experimentais (NAGATO, 1987).....	9
Tabela 2.4 – Propriedades dos modelos	11
Tabela 2.5 – Esquema de força nos pilares	15
Tabela 2.6 – Resultados experimentais (ADORNO,2004)	16
Tabela 2.7 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ARAÚJO, 2004)	18
Tabela 2.8 – Resultados de carga ultima e carga de fissuração experimentais e teóricas ...	21
Tabela 2.9 – Valores do coeficiente adicional γ_n (NBR 6118:2003).....	25
Tabela 3.1 - Identificação e características dos pilares	34
Tabela 3.2 - Materiais utilizados para fabricação do concreto	37
Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas das armaduras.....	52
Tabela 4.2 - Propriedades do concreto	54
Tabela 4.3 - Carga de fissuração experimental.....	55
Tabela 4.4 - Cargas últimas e modos de ruptura	60
Tabela 4.5 - Encurtamento dos pilares	116
Tabela 4.6 - Rotações nas extremidades dos pilares	116
Tabela 6.1 – Carga de fissuração de flexo-compressão teórica e experimental	135
Tabela 6.2 - Carga última teórica x experimental dos pilares ensaiados.....	137

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Características geométricas dos pilares ensaiados (HOGNESTAD, 1951).....	5
Figura 2.2 – Esquema de ensaio adotado por HOGNESTAD (1951).....	6
Figura 2.3 - Seções transversais dos modelos ensaiados.....	12
Figura 2.4 – Esquema de ensaio utilizado por IBRAHIM e MACGREGOR (1996)	12
Figura 2.5 – Dimensões dos pilares (ADORNO, 2004).....	14
Figura 2.6 – Esquema de força nos pilares.....	15
Figura 2.7 – Características dos modelos (ARAÚJO, 2004).....	17
Figura 2.8 – Dados geométricos dos modelos e detalhe da aplicação da carga	20
Figura 2.9 – Carga Última Relativa (v_d) x Excentricidade Relativa (e/h).....	23
Figura 2.10 – Comprimentos de flambagem de acordo com a vinculação.....	25
Figura 2.11 - Imperfeições geométricas globais (NBR 6118:2003).....	29
Figura 2.12 - Imperfeições geométricas locais.....	29
Figura 2.13 - Critérios e métodos que devem ser considerados no dimensionamento de pilares de concreto armado de acordo com o parâmetro de esbeltez.....	33
Figura 3.1 - Dimensão dos modelos (cotas em mm).....	35
Figura 3.2 - Detalhamento das armaduras	36
Figura 3.3 - Esquema idealizado de montagem das formas metálicas	39
Figura 3.4 - Formas já montadas sobre o tablado de madeirite.....	39
Figura 3.5 - Formas montadas com as armaduras posicionadas.....	39
Figura 3.6 - Concretagem dos pilares.....	40
Figura 3.7 – Célula de carga e atuador hidráulico	41
Figura 3.8 – Leitor digital conectado à célula de carga.....	41
Figura 3.9 - Extensômetro colado na superfície devidamente preparada.....	42
Figura 3.10 - Extensômetros colados na superfície de concreto devidamente preparada ...	43
Figura 3.11 - Posição dos defletômetros nos pilares	44
Figura 3.12 - Sistema de hastes, pesos e roldanas para contato dos defletômetros horizontais com o pilar.	44
Figura 3.13 – Sistema de pesos para garantia do contato dos defletômetros verticais com o pilar.....	45
Figura 3.14- Acompanhamento das fissuras	45
Figura 3.15 - Esquema geral do ensaio.....	47

Figura 3.16 - Pilar posicionado na estrutura de ensaio	49
Figura 3.17 - Esquema com as duas partes componentes da rótula	50
Figura 3.18 – Aparelho de articulação.....	50
Figura 3.19 - Sistema de aquisição de dados.....	51
Figura 4.1 - Diagrama Tensão x Deformação do ensaio das armaduras	53
Figura 4.2 - Fissura no modelo PFN 0 - 2,0	56
Figura 4.3 - Fissura no modelo PFN 0 - 2,5	56
Figura 4.4 - Fissuras no Pilar PFN 15 - 2,0.....	57
Figura 4.5 - Fissuras no Pilar PFN 15 – 2,5	57
Figura 4.6 - Fissuras no Pilar PFN 24 - 2,0.....	57
Figura 4.7 - Fissuras no Pilar PFN 24 - 2,5	57
Figura 4.8 - Fissuras no Pilar PFN 30 - 2,0.....	58
Figura 4.9 - Fissuras no Pilar PFN 30 - 2,5	58
Figura 4.10-Fissuras no Pilar PFN 40 - 2,0.....	58
Figura 4.11-Fissuras no Pilar PFN 40 - 2,5	58
Figura 4.12-Fissuras no Pilar PFN 50 - 2,0.....	59
Figura 4.13-Fissuras no Pilar PFN 50 - 2,5	59
Figura 4.14-Fissuras no Pilar PFN 60 – 2,0	59
Figura 4.15-Fissuras no Pilar PFN 60 - 2,5	59
Figura 4.16 - Pilar PFN 00 -2,0	61
Figura 4.17 - Pilar PFN 00 -2,0	61
Figura 4.18 - Pilar PFN 15 -2,5	61
Figura 4.19 - Pilar PFN 15 – 2,5	61
Figura 4.20– Pilar PFN 40 – 2,0.....	62
Figura 4.21– Detalhe das faces tracionada e comprimida do pilar PFN 30 – 2,5	62
Figura 4.22 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,0	63
Figura 4.23 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,063	
Figura 4.24 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,0	64
Figura 4.25 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,065	
Figura 4.26 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,0	65
Figura 4.27 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,066	
Figura 4.28 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,0	67
Figura 4.29 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,067	
Figura 4.30 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,0	68

Figura 4.31 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,068	
Figura 4.32 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,0	69
Figura 4.33 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,069	
Figura 4.34 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,0	70
Figura 4.35 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,070	
Figura 4.36 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,5	71
Figura 4.37 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,571	
Figura 4.38 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,5	72
Figura 4.39 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,572	
Figura 4.40 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,5	73
Figura 4.41 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,573	
Figura 4.42 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,5	74
Figura 4.43 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,574	
Figura 4.44 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,5	75
Figura 4.45 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,575	
Figura 4.46 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,5	76
Figura 4.47 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,576	
Figura 4.48 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,5	77
Figura 4.49 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,577	
Figura 4.50 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 00 - 2,0	79
Figura 4.51 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 00 - 2,0	79
Figura 4.52 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 15 - 2,0	80
Figura 4.53 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 15 - 2,0	81
Figura 4.54 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 24 - 2,0	82
Figura 4.55 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 24 - 2,0	82
Figura 4.56 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 30 - 2,0	83
Figura 4.57 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 30 - 2,0	83
Figura 4.58 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 40 - 2,0	84
Figura 4.59 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 40 - 2,0	85

Figura 4.60 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 50 - 2,0	86
Figura 4.61 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 50 - 2,0	86
Figura 4.62 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 60 - 2,0	87
Figura 4.63 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 60 - 2,0	87
Figura 4.64 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 00 - 2,5	88
Figura 4.65 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 00 - 2,5	88
Figura 4.66 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 15 - 2,5	89
Figura 4.67 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 15 - 2,5	89
Figura 4.68 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 24 - 2,5	90
Figura 4.69 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 24 - 2,5	91
Figura 4.70 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 30 - 2,5	92
Figura 4.71 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 30 - 2,5	92
Figura 4.72 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 40 - 2,5	93
Figura 4.73 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 40 - 2,5	93
Figura 4.74 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 50 - 2,5	94
Figura 4.75 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 50 - 2,5	95
Figura 4.76 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 60 - 2,5	96
Figura 4.77 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 60 - 2,5	96
Figura 4.78 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 00 - 2,0	97
Figura 4.79 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 15 - 2,0	98
Figura 4.80 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 24 - 2,0	99
Figura 4.81 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 30 - 2,0	99
Figura 4.82 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 40 - 2,0	100
Figura 4.83 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 50 - 2,0	101
Figura 4.84 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 60 - 2,0	101

Figura 4.85 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 00 - 2,5.....	102
Figura 4.86 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 15 - 2,5.....	103
Figura 4.87 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 24 - 2,5.....	103
Figura 4.88 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 30 - 2,5.....	104
Figura 4.89 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 40 - 2,5.....	105
Figura 4.90 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 50 - 2,5.....	106
Figura 4.91 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 60 - 2,5.....	106
Figura 4.92 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 00 - 2,0.....	107
Figura 4.93 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 15 - 2,0.....	108
Figura 4.94 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 24 - 2,0.....	108
Figura 4.95 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 30 - 2,0.....	109
Figura 4.96 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 40 - 2,0.....	109
Figura 4.97 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 50 - 2,0.....	110
Figura 4.98 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 60 - 2,0.....	110
Figura 4.99 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 00 - 2,5.....	111
Figura 4.100 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 15 - 2,5.....	112
Figura 4.101 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 24 - 2,5.....	112
Figura 4.102 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 30 - 2,5.....	113
Figura 4.103 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 40 - 2,5.....	113
Figura 4.104 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 50 - 2,5.....	114
Figura 4.105 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 60 - 2,5.....	114
Figura 5.1 – Exemplo de discretização de uma seção transversal circular de uma peça de concreto armado.	120
Figura 5.2 - Diagrama Tensão x Deformação para o concreto comprimido.....	123
Figura 5.3 - Diagrama Tensão x Deformação para o concreto tracionado.....	124
Figura 5.4 - Diagrama de Tensão x Deformação para um aço Tipo A.....	124
Figura 5.5 – Diagrama de Tensão x Deformação para um aço tipo B.	125
Figura 5.6 - Fluxograma do funcionamento do FLECO 2	127
Figura 5.7 - Deformada e Diagrama de momentos fletores reduzidos de uma peça sob Flexo-Compressão Reta.....	130
Figura 5.8 - Esquema de cálculo do momento estático das áreas.....	131
Figura 5.9 – Altura das seções analisadas em cada modelo	132
Figura 6.1 - Influência da excentricidade e da esbelteza na estimativa do programa.....	137

Figura 6.2 – Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 15 – 2,0.....	139
Figura 6.3 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 24 – 2,0.....	139
Figura 6.4 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 30 – 2,0.....	140
Figura 6.5 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 40 – 2,0.....	140
Figura 6.6 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 50 – 2,0.....	141
Figura 6.7 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 60 – 2,0.....	141
Figura 6.8 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 15 – 2,5.....	143
Figura 6.9 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 24 – 2,5.....	144
Figura 6.10 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 30 – 2,5.....	144
Figura 6.11 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 40 – 2,5.....	145
Figura 6.12 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 50 – 2,5.....	145
Figura 6.13 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica) PFN 60 – 2,5.....	146
Figura 6.14 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 15 - 2,0.....	148
Figura 6.15 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 24 - 2,0.....	149
Figura 6.16 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 30 - 2,0.....	149
Figura 6.17 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 40 - 2,0.....	150
Figura 6.18 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 50 - 2,0.....	150
Figura 6.19 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 60 - 2,0.....	151
Figura 6.20 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 15 - 2,5.....	153
Figura 6.21 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 24 - 2,5.....	153
Figura 6.22 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 30 - 2,5.....	154
Figura 6.23 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 40 - 2,5.....	154

Figura 6.24 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 50 - 2,5.....	155
Figura 6.25 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 60 - 2,5.....	155
Figura 6.26 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 15 - 2,0	157
Figura 6.27 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 24 - 2,0	158
Figura 6.28 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 30 - 2,0	158
Figura 6.29 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 40 - 2,0	159
Figura 6.30 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 50 - 2,0	159
Figura 6.31 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 60 - 2,0	160
Figura 6.32 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 15 - 2,5	161
Figura 6.33 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 24 - 2,5	162
Figura 6.34 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 30 - 2,5	162
Figura 6.35 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 40 - 2,5	163
Figura 6.36 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 50 - 2,5	163
Figura 6.37 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 60 - 2,5	164
Figura 6.38 - Carga última relativa x Excentricidade relativa.....	166
Figura 6.39 - Valores das flechas experimentais dos modelos da Série 1 (L=2000 mm) .	167
Figura 6.40 -Valores das flechas experimentais dos modelos da Série 2 (L=2500 mm) ..	167

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURA E ABREVIACÕES

A_c	área de concreto da seção transversal;
A_{sj}	área das armaduras longitudinais na camada i no processo de discretização da seção transversal;
b	menor dimensão da seção do pilar;
b_i	largura da fatia de concreto no processo de discretização da seção transversal;
C	face comprimida do concreto;
D_i	nomenclatura dos defletômetros utilizados;
E_i	nomenclatura dos extensômetros utilizados na armadura;
E_c	módulo de elasticidade inicial do concreto;
E_{Ci}	nomenclatura dos extensômetros utilizados no concreto;
e_1	excentricidade do ponto de aplicação da força normal no pilar;
e_2	excentricidade de 2ª ordem do pilar;
e_a	excentricidade acidental
e_{cc}	excentricidade complementar devido a fluência
ϵ_c	deformação específica do concreto;
ϵ_s	deformação específica da armadura;
ϵ_y	deformação específica de escoamento da armadura;
E_c	módulo de elasticidade do concreto;
E_s	módulo de elasticidade da armadura;
F	carga correspondente a 1ª fissura do pilar;
F_u	carga de ruptura do pilar;
F_t	carga de ruptura do corpo de prova por compressão diametral;
f_c'	resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos;
f_{cd}	resistência à compressão do concreto de cálculo;
f_{ck}	resistência característica à compressão de corpos de prova cilíndricos;
f_{ct}	resistência à tração do concreto;
f_{yd}	resistência ao escoamento da armadura de cálculo;
f_{ylj}	tensão de escoamento das armaduras longitudinais na camada i no processo de discretização da seção transversal;
f_{yk}	resistência ao escoamento da armadura;

f_{st} -	limite de resistência à tração da armadura;
f_u -	tensão de ruptura da armadura;
γ_n -	coeficiente de ajuste de γ_f , que considera o aumento de probabilidade de ocorrência de desvios relativos significativos na construção;
γ_f -	coeficiente de ponderação das ações;
h -	altura da seção transversal do pilar;
h_i	altura da fatia de concreto no processo de discretização da seção transversal;
i -	raio de giração;
I -	momento de inércia da seção transversal;
l_e -	comprimento de flambagem do pilar;
l_0 -	distância entre faces de dois apoios consecutivos;
λ -	índice de esbeltez do pilar;
λ_1 -	índice de esbeltez limite do pilar;
M_A -	momento de 1ª ordem no engaste;
M_C -	momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço;
M_u -	momento último do pilar;
$M_{1d,min}$ -	momento mínimo;
N_{sd} -	esforço normal de cálculo;
v -	força normal adimensional;
μ -	momento adimensional;
ρ -	taxa de armadura;
ρ_{ti}	taxa de armadura transversal da fatia de concreto no processo de discretização da seção;
$P_{fiss, teo.}$	carga de fissuração teórica.
PFN	Pilar sob flexo-compressão normal;
S -	área da seção transversal;
T -	face tracionada ou menos comprimida do concreto;
y_{ci}	posição da fatia de concreto em relação ao topo da peça no processo de discretização da seção transversal;
y_{sj}	posição em relação ao topo da peça das armaduras longitudinais na camada i no processo de discretização da seção transversal;
$1/r$ -	curvatura da seção;

1 - INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo a definição usual, pilares são elementos estruturais lineares, geralmente de eixo reto e dispostos na posição vertical, sobre o qual atuam esforços verticais e esforços horizontais, sendo responsável por absorvê-los e transmiti-los às fundações.

Um pilar está sujeito a flexo-compressão reta quando é solicitado pela ação simultânea de uma força normal paralela ao seu eixo e um momento fletor na direção de um dos eixos principais de sua seção. Se houver momento fletor com componentes nas duas direções principais, a solicitação é denominada flexo-compressão oblíqua.

Em decorrência da continuidade existente numa ligação viga-pilar de concreto armado e da excentricidade de aplicação das cargas, as solicitações de flexo-compressão constituem o caso mais geral em pilares.

O uso de métodos mais realistas para a análise estrutural, aliado aos avanços na tecnologia dos materiais, possibilitou que as estruturas de concreto se tornassem mais versáteis e ousadas, com projetos arrojados e ganho com relação a área livre e liberdade de criação. No entanto, a consequência principal desses avanços está relacionada com uma maior probabilidade de se atingir um estado limite último.

A complexidade no estudo de elementos de concreto armado sob flexo-compressão deve-se ao seu comportamento tipicamente não-linear. A não-linearidade física, decorrente das equações constitutivas não-lineares do concreto e do aço, e a não-linearidade geométrica, decorrente da interação entre os esforços internos e as deformações provocadas pelo carregamento, necessariamente obrigam o estudo a uma análise mais detalhada, com soluções obtidas apenas por processos iterativos ou soluções aproximadas.

1.2 OBJETIVOS

Para o caso de pilares de concreto armado, existem diversas soluções na literatura técnica para previsão do estado limite último. Entretanto, ainda há a necessidade de estudos experimentais que reproduzam o comportamento desses pilares, não só no estado limite último, mas durante todas as fases de carregamento.

Diante disso, a Universidade de Brasília (UnB) publicou o seu primeiro trabalho experimental com a abordagem desse tema, sob a autoria de ADORNO (2004) em parceria com a Universidade Federal de Goiás (UFG). Dois anos depois foi publicado mais um trabalho, de autoria de DANTAS (2006), e além destes, há uma pesquisa em fase de conclusão, com a qual esse trabalho compartilhará alguns resultados. A pesquisa de ARAÚJO (2004) foi realizada na Universidade Federal de Goiás (UFG) também como resultado de uma parceria entre as duas instituições.

Este trabalho tem como objetivo a realização de um estudo teórico-experimental sobre o comportamento de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão reta, visando contribuir para uma melhor compreensão do assunto, complementando os resultados de pesquisas anteriores nas quais a UnB teve participação.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia do trabalho é composta de várias etapas interdependentes: a partir de uma revisão bibliográfica, foram propostos um programa experimental e um estudo teórico que serão abordados com mais detalhes nos capítulos seguintes.

O programa experimental trata de 14 modelos confeccionados e ensaiados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Os modelos foram concebidos de modo que as variáveis da pesquisa em questão complementem os resultados de outros experimentos anteriores.

As variáveis principais no presente estudo são: a excentricidade do ponto de aplicação de carga e o índice de esbeltez dos pilares. Serão mantidas constantes as seções transversais e a taxa de armadura. A resistência especificada para o concreto foi de 40 MPa.

A análise teórica consiste na adaptação de um programa computacional denominado CACODI (NAGATO, 1987), para a criação de outro programa batizado de FLECO 2, sendo utilizado na previsão do comportamento de pilares de concreto armado sob flexo-compressão reta, levando-se em conta os efeitos de segunda ordem.

Os resultados experimentais serão confrontados com as estimativas do programa FLECO 2, além de dar continuidade às análises de DANTAS (2006), mostrando a influência da excentricidade da carga e do índice de esbeltez, através da relação entre os parâmetros adimensionais: excentricidade relativa (e/h) e a carga última relativa ($v_{d,exp}$).

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em sete capítulos e um apêndice.

O capítulo um trata, em linhas gerais, o conteúdo do trabalho, apresentando os objetivos e a metodologia da pesquisa.

O capítulo dois traz as principais bibliografias utilizadas na elaboração do trabalho. São apresentados os estudos teóricos e ou experimentais que antecederam a pesquisa, além de se fazer uma abordagem das prescrições normativas adotadas no Brasil.

O capítulo três mostra os detalhes do planejamento e execução do experimento: as características dos modelos e dos materiais utilizados, fabricação, instrumentação, ensaio, e sistema de aquisição de dados.

No capítulo quatro são mostrados os resultados experimentais obtidos nos ensaios dos quatorze modelos. São apresentados gráficos de deformações e deslocamentos em função da carga, além dos detalhes de fissuração, encurtamento, rotação das extremidades e ruína das peças.

O capítulo cinco traz a análise teórica da pesquisa: as principais alterações sofridas pelo programa CACODI, e os critérios adotados no programa FLECO 2 para a análise de peças sob flexão composta reta.

No capítulo seis, as estimativas de deformação e deslocamento na região central dos modelos obtidas pelo programa FLECO 2 são confrontadas com os resultados experimentais. São comparados também os resultados de carga última e de fissuração.

O capítulo sete traz as conclusões da presente pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros que venham a abordar o tema.

Na seqüência, são apresentados os apêndices com a demonstração de alguns cálculos utilizados no decorrer do trabalho, o código da sub-rotina elaborada e as tabelas com os valores que geraram os gráficos experimentais do capítulo quatro.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HOGNESTAD (1951)

HOGNESTAD (1951) avaliou o comportamento de 120 pilares de concreto armado com carregamentos excêntricos de curta duração com o objetivo de obter uma maior clareza no comportamento de peças de concreto armado submetidas à flexão composta normal.

Os pilares foram divididos em quatro grupos: Os grupos I, II e III, corresponderam a ensaios de pilares de seção transversal quadrada de 254 mm de lado, comprimento total de 1904 mm e taxa de armadura transversal 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%.

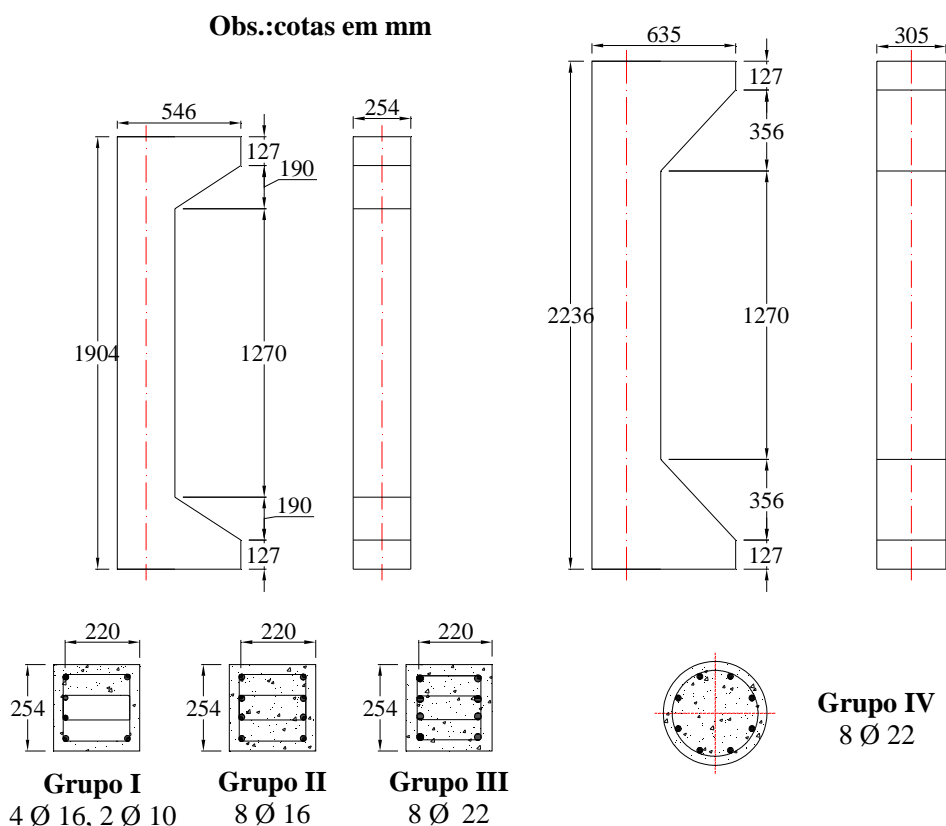


Figura 2.1 – Características geométricas dos pilares ensaiados (HOGNESTAD, 1951)

Tabela 2.1 – Características das armaduras dos pilares ensaiados (HOGNESTAD, 1951)

Grupo	$A_{s1}(\text{mm}^2)$	$A_{s2}(\text{mm}^2)$	$F_{y(s1)}$ (MPa)	$F_{y(s2)}$ (MPa)	E_s (GPa)	Armadura Transversal
I	804 (4 Φ 16mm)	157 (2 Φ 10mm)	301	414	193	Φ 6,3 c/203 mm
II	804 (4 Φ 16mm)	804 (4 Φ 16mm)	301	301	193	Φ 6,3 c/203 mm
III	1520 (4 Φ 22mm)	1520 (4 Φ 22mm)	301	301	200	Φ 6,3 c/203 mm
IV	1520 (4 Φ 22mm)	1520 (4 Φ 22mm)	301	301	200	Espirais USSWG c/38mm

Em cada grupo, variou-se a resistência à compressão do concreto de 14 MPa a 35 MPa e a excentricidade do carregamento de 0 a 1,25h, sendo h a dimensão lateral dos pilares ensaiados. O sistema de ensaio utilizado é mostrado na Figura 2.2.

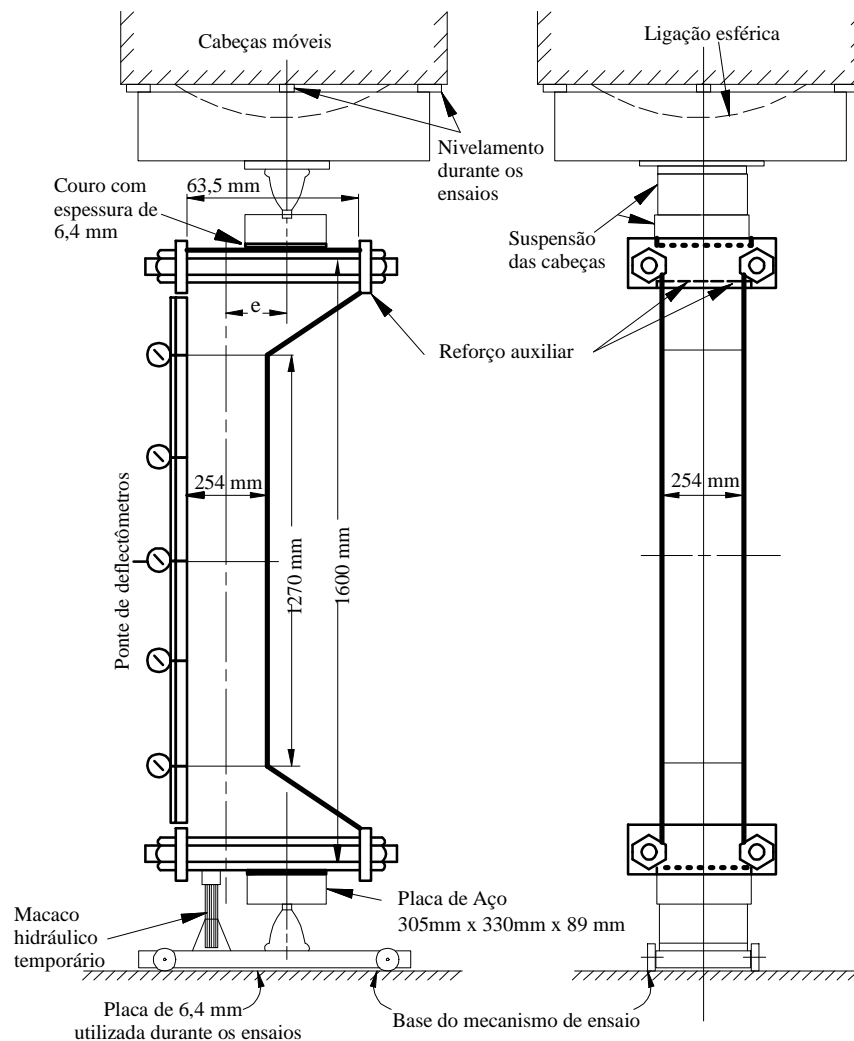


Figura 2.2 – Esquema de ensaio adotado por HOGNESTAD (1951)

Os modelos foram concretados na posição vertical, e foi observado que os pilares romperam acima da altura média, o que, segundo HOGNESTAD (1954), foi justificado pela diferença no grau de compactação durante a moldagem.

Prevaleceram dois modos de ruptura: por flexo-compressão e por flexo-tração. As ruínas por flexo-compressão foram caracterizadas pelo esmagamento do concreto da face comprimida e tensões na armadura tracionada menores que a tensão de escoamento. As ruínas por flexo-tração foram caracterizadas por uma plastificação da armadura tracionada, apresentando grandes deformações e consideráveis deslocamentos da linha neutra antes da ruptura do concreto comprimido.

A ruína das peças carregadas excêntrica ocorreu com o esmagamento do concreto, apresentando uma deformação média última de 3,8%. Após o esmagamento do concreto, a armadura longitudinal entre os estribos flambou, ocasionando uma queda brusca da capacidade de carga dos pilares.

Instantes antes da ruína, segundo HOGNESTAD (1954), os pilares passaram por um estado de equilíbrio “semi-neutro”, caracterizados por grandes incrementos de deformação para pequenos acréscimos de força, Tal comportamento, iniciou-se com o escoamento da armadura.

2.2 NAGATO (1987)

NAGATO (1987) realizou um estudo teórico experimental sobre a resistência ao esforço cortante de peças de concreto armado com seção transversal circular e armadura longitudinal uniformemente distribuída no perímetro.

A pesquisa tinha como principais objetivos estudar a influência do esforço normal e da taxa de armadura longitudinal na resistência ao esforço cortante de peças de seção circular, além de tentar definir um modelo teórico racional para representar tal comportamento.

Foram ensaiados 16 modelos de estacas de seção circular. Esses modelos foram divididos em 4 grupos em função da taxa de armadura transversal. Em cada grupo a variável principal foi o esforço normal de compressão. A partir dos resultados desses ensaios e de outros 52 realizados por diversos pesquisadores, conseguiu-se definir um modelo teórico para representar o mecanismo de ruptura desse tipo de elemento.

Todas as peças foram fabricadas com as mesmas dimensões. O comprimento total era de 3100 mm, que correspondia a um trecho central de 600 mm de comprimento e seção transversal retangular, e as extremidades com o comprimento de 1250 mm cada uma, ambas de seção transversal circular uniforme. A seção retangular era de 350 mm x 400 mm e a seção circular possuía um diâmetro de 300 mm.

Além das dimensões, foram fixados para todos os modelos, a bitola da armadura longitudinal em 12,7 mm e a tensão de escoamento da mesma em 500 MPa. A diferença entre as taxas de armadura dos modelos foi garantida variando-se o número de barras, conforme indicado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Programa de ensaios (NAGATO, 1987)

GRUPO	PEÇA	N (kN)	Espaçamento entre estribos (mm)	Ø_t (nº de barras)
A	A - 1	0	-	20
	A - 2	300	-	20
	A - 3	600	-	20
	A - 4	750	-	20
B	B - 1	0	150	20
	B - 2	300	150	20
	B - 3 - 20	600	150	20
	B - 3 - 16	600	150	16
	B - 3 - 12	600	150	12
	B - 4	750	150	20
C	C - 1	0	75	20
	C - 2	300	75	20
	C - 3	600	75	20
D	D - 1	0	50	20
	D - 2	300	50	20
	D - 3	600	50	20

No procedimento do ensaio, aplicou-se primeiramente o carregamento normal (nos casos em que eram previstos) através de dois macacos hidráulicos. Em seguida, o carregamento

transversal era aplicado por etapas até a ruptura da peça. A cada etapa eram feitas todas as leituras do ensaio: cargas; rotações dos apoios; deslocamentos verticais; deformações específicas na armadura e no concreto; e fissuração.

No decorrer de sua pesquisa, o autor teve conhecimento de outros trabalhos publicados sobre o assunto. Um deles era o de J. U. KHALIFA e M. P. COLLINS, realizado na Universidade de Toronto, Canadá, na qual os autores aplicaram a Teoria do Campo de Compressão Diagonal em peças de seção transversal circular.

Baseado num programa computacional elaborado por COLLINS originalmente para vigas de concreto armado, denominado SMAL (Shear Moment and Axial Load), NAGATO (1987) criou o CACODI – Programa de análise de seções de concreto armado sob flexão composta, que se baseia na teoria do campo de compressão diagonal. O CACODI foi desenvolvido para estudo de elementos estruturais de seção circular submetidos à ação combinada de força normal, força cortante e momento fletor, mas aplica-se à análise de seções de forma qualquer, com carregamento em um plano de simetria. As características do programa serão abordadas com mais detalhes no Capítulo 5.

Tabela 2.3 – Resultados experimentais (NAGATO, 1987)

PEÇA	f_c (Mpa)	f_t (Mpa)	N (kN)	ρ_t (%)	ρ_c (%)	$V_{u\ exp}$ (kN)	$V_{u\ CAC}$ (kN)	$V_{u\ exp}/V_{u\ CAC}$
A - 1	32,3	3,1	0	3,82	-	103	119	0,87
A - 2	34,8	3,1	300	3,82	-	135	160	0,84
A - 3	33,3	2,9	600	3,82	-	180	186	0,97
A - 4	33,3	2,9	750	3,82	-	180	193	0,93
B - 1	30,1	3,2	0	3,82	0,158	140	139	1,01
B - 2	32,2	3,1	300	3,82	0,158	160	171	0,94
B - 3 - 20	28,2	3,1	600	3,82	0,158	180	193	0,93
B - 3 - 16	37,1	3,3	600	2,87	0,158	188	183	1,03
B - 3 - 12	36,5	3,0	600	2,29	0,158	160	167	0,96
B - 4	30,9	3,2	650 *	3,82	0,158	175	200	0,88
C - 1	37,8	3,1	0	3,82	0,316	200	169	1,18
C - 2	37,3	3,3	300	3,82	0,316	210	196	1,07
C - 3	35,9	3,1	600	3,59	0,316	210	209	1,00
D - 1	38,3	3,0	0	3,59	0,473	225	163	1,38
D - 2	32,5	2,8	300	3,59	0,473	205	189	1,08
D - 3	33,8	3,0	600	3,59	0,473	215	206	1,04

*Devido a problemas com o equipamento não foi possível aplicar a carga de 750 kN.

A Tabela 2.3 mostra os resultados experimentais bem como a comparação com as análises extraídas do CACODI. Vale lembrar que a pesquisa, além do programa CACODI, incluía a comparação com outros modelos teóricos e formulações de normas.

Os resultados mostraram-se adequados, principalmente pelo programa ter sido a única solução proposta no trabalho que representasse o estado de tensões e deformações ao longo da altura da seção para qualquer estágio do carregamento. O autor constatou como desvantagem do programa CACODI, o esforço computacional envolvido, devido ao elevado número de iterações necessárias para se obter a convergência automaticamente aliado às limitações dos processadores da época.

2.3 IBRAHIM E MACGREGOR (1996)

IBRAHIM e MACGREGOR (1996) realizaram um estudo baseado nos resultados dos ensaios de 20 modelos de pilares de concreto de alta resistência (acima de 60 MPa). As variáveis consideradas no estudo experimental foram: o formato da seção transversal, a resistência à compressão do concreto além da taxa e do detalhamento das armaduras transversais e longitudinais.

O programa de ensaio foi dividido em duas fases. A primeira, composta por 14 modelos de 3000 mm de comprimento total e seção retangular de 200 mm x 300 mm, dos quais, três modelos não possuíam armadura longitudinal. A segunda fase era composta por 6 modelos com 2950 mm de comprimento total e seção transversal triangular, com dois pilares não dotados de armadura longitudinal.

O esquema de carga utilizado para todos os modelos, exceto para os da série A, foi composto por duas forças aplicadas independentemente com contínuo controle da posição da linha neutra, de modo a se manter nulo o valor das deformações numa das faces dos pilares durante todo o processo de sollicitação.

Tabela 2.4 – Propriedades dos modelos

	Modelo	f_c (MPa)	Armadura Longitudinal	Armadura Tansversal		Esquema de ensaio (gradiente de deformação)	
				Diâmetro (mm)	Espaçamento (mm)		
Fase 1	Série A	V1	70,7	4 Ø 15 mm	10	200	Trapezoidal Excentricidade constante
		V2	82,8	4 Ø 15 mm	8*	100	
	Série B	V4	72,8	-	-	-	Triangular
		V5	124,8				
		V6	98,8				
	Série C	V7	84,7	4 Ø 15 mm	8*	200	Triangular
		V8	129,3				
	Série D	V10	89,4	4 Ø 15 mm	10	200	Triangular
		V11	127,5				
		V12	121,1				
	Série E	V13	72,5	4 Ø 15 mm	8*	100	Triangular
		V14	124,7				
		V15	124,8				
	Série F	V16	59,3 **	8 Ø 10 mm	8*	50	Triangular
		V17	127,7				
Fase 2	Série G	T1	81,0	-	-	-	Triangular
		T4	129,1				
	Série H	T2	89,4	3 Ø 15 mm	8*	100	Triangular
		T5	130,6				
	Série I	T3	84,0	3 Ø 15 mm	8*	50	Triangular
		T6	117,8				

* Diâmetro real = 8,7 mm

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

Para o modelo V1, a posição da linha neutra foi mantida durante todo o ensaio a 161 mm de uma das faces, caracterizando assim, uma distribuição trapezoidal de deformações. Já o modelo V2, teve a posição da linha neutra variável durante o ensaio, apenas com a excentricidade mantida constante em 45 mm. O esquema de aplicação das cargas é mostrado na Figura 2.4.

O modelo V2, no qual foi mantida uma distribuição trapezoidal de deformações durante todo o ensaio, apresentou uma perda prematura do cobrimento, se comparado aos modelos similares com distribuição triangular das deformações. O destacamento da camada de cobrimento ocorreu para uma deformação de 3,4‰, enquanto nos outros modelos similares essa deformação ficou entre 4,0‰ e 4,2‰.

Os pilares em concreto armado apresentaram comportamentos diferentes dos modelos em concreto simples.

Obs.: Cotas em mm

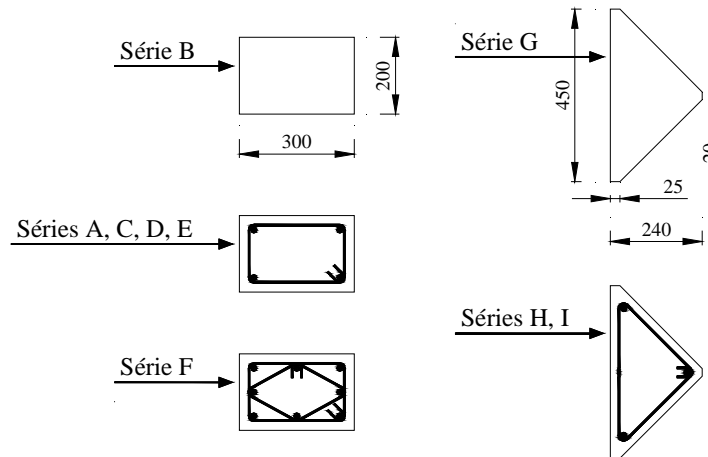


Figura 2.3 - Seções transversais dos modelos ensaiados

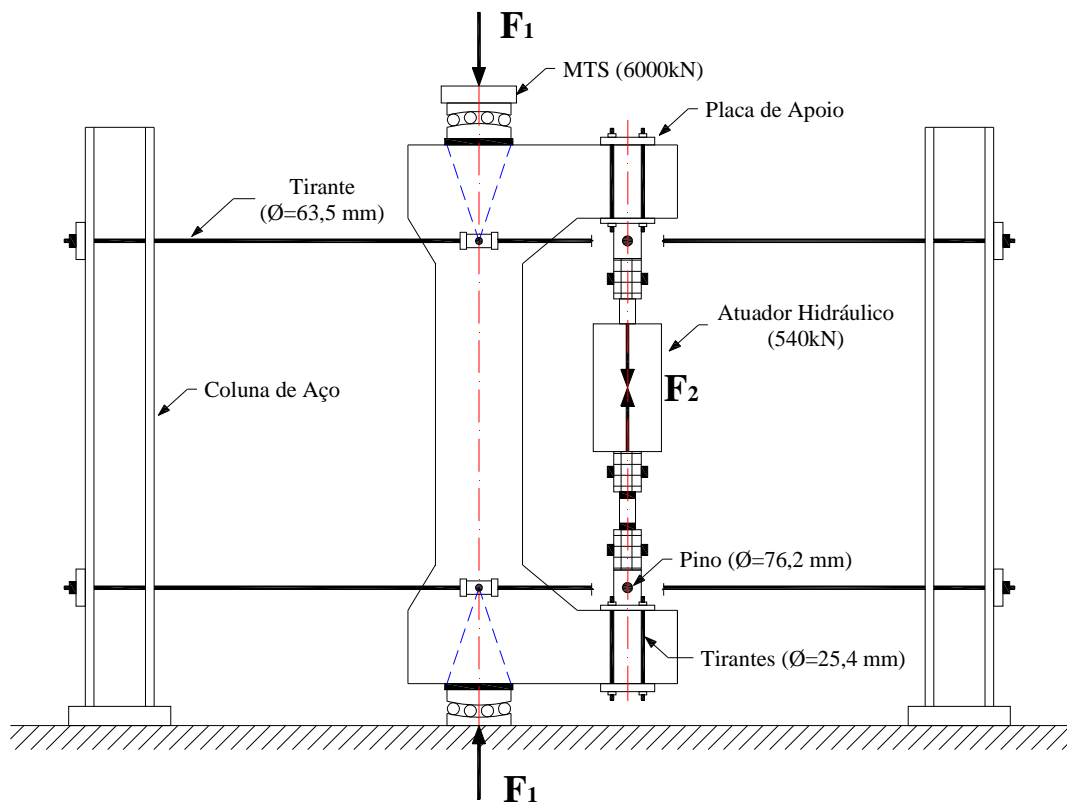


Figura 2.4 – Esquema de ensaio utilizado por IBRAHIM e MACGREGOR (1996)

2.3.1 Modelos em concreto armado

Os pilares em concreto armado mostraram um comportamento no qual o cobrimento se destacava do núcleo de concreto para uma deformação média entre 4,0‰ e 4,5‰ para os

modelos de seção transversal retangular, e entre 4,7‰ e 5,2‰ para os modelos de seção transversal triangular. Esse comportamento apresentou-se de maneira mais gradual para os exemplares de até 100 MPa, em comparação aos modelos de resistência superior.

Os modelos V16 e V17, que possuíam espaçamento entre estribos igual a 50 mm, apresentaram dois picos de carregamento: O primeiro relacionado com a perda de cobertura, e o segundo associado ao colapso do núcleo confinado.

Os exemplares da série C e D, exceto o modelo V11, não apresentaram resposta pós-ruptura, já que o núcleo pouco confinado em relação aos pilares com espaçamento menor entre estribos, não compensou a perda na capacidade resistente da seção em decorrência do destacamento do cobertura.

Os modelos em concreto armado de seção transversal triangular mostraram um comportamento mais dúctil que os modelos de seção transversal retangular.

2.3.2 Modelos em concreto simples

O primeiro indício de ruína para os pilares de concreto simples de seção retangular era associado a grandes acréscimos de deformação na face externa mais comprimida, surgindo em seguida, pequenas fissuras verticais próximas aos cantos nessa mesma face acompanhadas de perdas de pequenos fragmentos. Em seguida, surgiam mais fissuras nos cantos da outra face até a súbita ruína da peça.

A deformação última de compressão ficou entre 3,75‰ e 4,0‰ para os modelos de seção transversal retangular, e entre 4,2‰ e 4,7‰ para os modelos de seção transversal triangular.

2.4 ADORNO (2004)

Com a finalidade de comprovar experimentalmente a formulação proposta por MELLO (2003), ADORNO (2004) desenvolveu um trabalho teórico experimental sobre pilares de seção retangular de concreto (simples e armado) sob flexo-compressão reta.

Foram ensaiados 12 modelos, dos quais 4 eram sem armadura e 8 foram armados a uma taxa fixa de 1,05%, o que correspondeu a uma área de seção transversal de 314 mm² (4 Ø10 mm).

O concreto utilizado foi do tipo usinado, especificado para uma resistência de 40 MPa. Todos os pilares possuíam uma seção transversal retangular de 250 mm x 120 mm, com o momento fletor atuando na menor inércia da seção. Todos as peças possuíam uma altura total de 2000 mm.

Os modelos eram dotados de dois consolos, um na base e outro no topo, para permitir a aplicação da carga excêntrica no pilar.

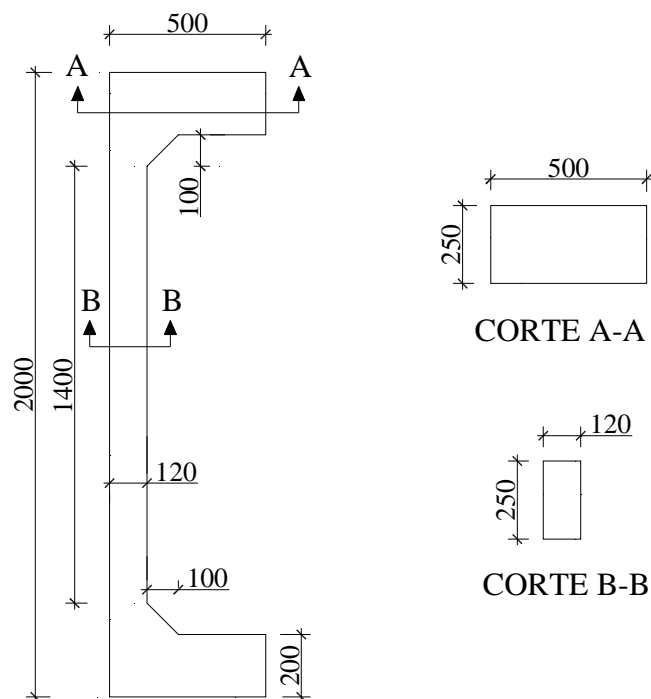


Figura 2.5 – Dimensões dos pilares (ADORNO, 2004)

Tabela 2.5 – Esquema de força nos pilares

Série	Denominação	Excentricidade (mm)	A_s (cm ²)	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 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-15(2)	15	3,14 (4 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-15a	15	3,14 (4 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-15b	15	3,14 (4 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-20	20	3,14 (4 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-25	25	3,14 (4 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-30a	30	3,14 (4 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm
	PCA4-30b	30	3,14 (4 Φ 10)	Φ 5,0 c/ 10 cm

Um esquema de aplicação de carga, baseado nos ensaios realizados por IBRAHIM e MACGREGOR (1996), foi usado em um modelo piloto, o qual consistiu na aplicação de duas cargas, uma centrada e uma excêntrica que, nesse caso, correspondia ao valor de 5% da carga aplicada no centro do pilar. Para os demais pilares, foram aplicados apenas os carregamentos excêntricos, como modelo estrutural de um pilar bi-articulado.

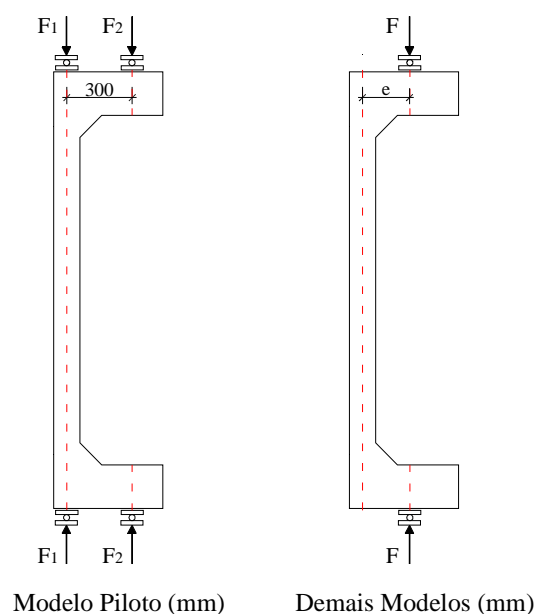


Figura 2.6 – Esquema de força nos pilares

O comportamento das peças foi analisado por meio de medições de deformações nas barras da armadura e no concreto, deslocamentos verticais e horizontais, desenvolvimento de fissuras e resistência última.

Tabela 2.6 – Resultados experimentais (ADORNO,2004)

Série	Modelo	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	PCA4-15(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	31,2	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

A consistência nos resultados dos deslocamentos, deformações e nos modos de ruptura apresentados no ensaio mostram que o esquema de funcionamento foi adequado ao sistema proposto. O pilar PCA4-15(2), cujo esquema de força utilizou dois atuadores hidráulicos, possuiu valores de deslocamentos horizontais superiores aos pilares ensaiados com apenas um atuador.

Através dos resultados dos ensaios, foram obtidas funções experimentais de resistência equivalente do concreto que foram comparadas com as estimativas teóricas propostas por MELLO (2003). Sendo Fe_0 a função empírica de resistência equivalente do concreto armado na armadura mais comprimida e Fe_1 a função empírica de resistência equivalente do concreto armado na armadura menos comprimida ou tracionada.

A função Fe_0 foi a que mais se aproximou do resultado experimental, sobretudo para os pilares de concreto simples, com a relação $Fe_{0,emp}/Fe_{0,teórico}$ próxima da unidade. Nos pilares de concreto armado, essa relação foi em média 1,25, para os modelos com excentricidade até 30 mm. Para os demais pilares, as relações entre os valores empíricos e

teóricos foram superiores, chegando a 6,37 para o modelo PCA4-40 ensaiado por ARAÚJO (2004).

Os resultados da função F_{eI} na armadura menos comprimida ou tracionada apresentaram uma grande dispersão entre os valores empíricos e teóricos, com a relação $F_{eI,emp}/F_{eI,teórico}$ variando entre -4,91 e 11,47.

2.5 ARAÚJO (2004)

O trabalho de ARAÚJO (2004) constituiu na análise de nove modelos de pilares de concreto com e sem armadura longitudinal. Os métodos de ensaios foram baseados no programa de ADORNO (2004) visando complementá-los, além de contribuir para a análise da formulação matemática proposta por MELLO (2003). As variáveis do estudo foram a excentricidade de aplicação da carga e a taxa de armadura longitudinal dos modelos.

Os pilares possuíam seção transversal retangular constante de 250 mm x 120 mm e um comprimento total de 2000 mm, dotados de consolos em suas extremidades, com geometria semelhante aos modelos de ADORNO (2004). O concreto utilizado foi do tipo usinado, com resistência mecânica especificada para 40 MPa.

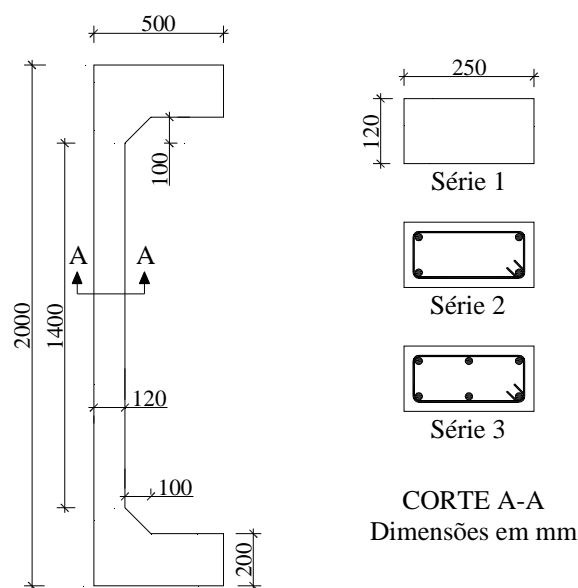


Figura 2.7 – Características dos modelos (ARAÚJO, 2004)

Os modelos de ARAÚJO (2004) foram divididos em três séries de acordo com a taxa de armadura longitudinal. Cada série, por sua vez, era composta por três pilares sendo que cada pilar era submetido a um valor diferente de excentricidade de aplicação da carga no ensaio.

Tabela 2.7 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ARAÚJO, 2004)

	Modelo	e (mm)	Armadura longitudinal	A_s	f_c (MPa)
Série 1	PSA - 40	40	-	-	42,7
	PSA - 50	50			42,7
	PSA - 60	60			42,7
Série 2	PCA4 - 40	40	4 Ø 10 mm	314 mm² ρ = 1,05 %	45,8
	PCA4 - 50	50			45,8
	PCA4 - 60	60			45,8
Série 3	PCA6 - 40	40	6 Ø 10 mm	471 mm² ρ = 1,57 %	42,7
	PCA6 - 50	50			42,7
	PCA6 - 60	60			42,7

Foram aferidos no ensaio os seguintes parâmetros: deformações nas armaduras e no concreto, deslocamentos verticais e horizontais, desenvolvimento de fissuras e resistência última.

Através dos resultados, buscou-se mostrar a influência da taxa de armadura nos deslocamentos horizontais, nas deformações das armaduras longitudinais e nas deformações no concreto.

A análise dos esforços normais relativos últimos (v_u) e dos momentos fletores relativos últimos (μ_u), dados pelas equações 2.1 e 2.2, apontam para um ganho de (v_u) associado a um aumento na taxa de armadura longitudinal, estando os valores dos modelos da série PCA4 em média 20% acima dos pilares da série PSA, comportamento esse, que também se mostrou evidente na comparação entre os modelos das séries PCA4 e PCA6.

O aumento na taxa de armadura longitudinal também produziu um aumento do momento fletor relativo último (μ_u) na comparação entre as diferentes séries.

$$v_u = \frac{F_u}{f_c b h} \quad 2.1$$

$$\mu_u = \frac{8M_u}{f_c b h^2} \quad 2.2$$

2.6 DANTAS (2006)

DANTAS(2006) realizou um estudo experimental sobre pilares esbeltos de concreto armado submetidos à flexo-compressão reta. Em seu trabalho, foram analisados seis modelos de mesma geometria e taxa de armadura, tendo como principal variável a excentricidade de aplicação da carga. Seu trabalho visou um melhor entendimento deste tipo de comportamento, além de verificar a eficiência de um programa computacional na previsão destas solicitações.

Os modelos ensaiados tinham a seguinte geometria: comprimento total de 3000 mm, região central com 2020 mm de comprimento e seção transversal constante de dimensões 250 mm x 120 mm, além de apresentar em cada extremidade, dois consolos simétricos. Os pilares foram moldados com os dois consolos para facilitar a colocação no pórtico dos ensaios, além de favorecer uma melhor leitura de rotações nas extremidades, diferentemente de ADORNO (2004), que utilizou apenas um em cada extremo do pilar.

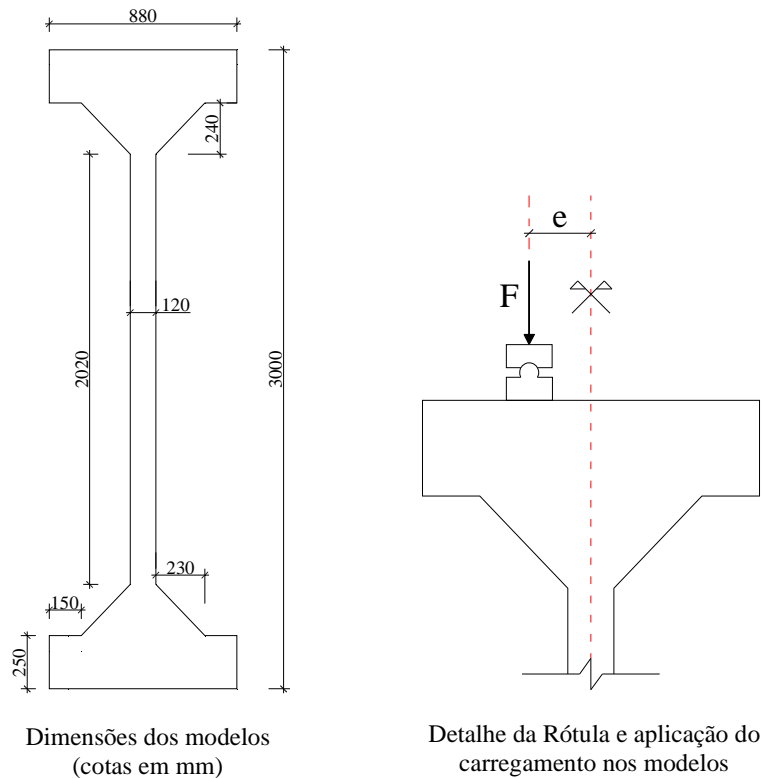


Figura 2.8 – Dados geométricos dos modelos e detalhe da aplicação da carga

Além da geometria e da taxa de armadura, foi especificada para todos os pilares a resistência à compressão em 40 MPa. As armaduras transversais eram compostas por estribos na região central, espaçados a cada 100 mm, e armadura de fretagem na região dos consolos de diâmetro de 5 mm, espaçadas a cada 50 mm. A armadura longitudinal era composta por seis barras de 10 mm de diâmetro.

Para se obter os dados de deformação, foram instrumentadas todas as barras da armadura longitudinal e o concreto na altura média dos pilares com Extensômetros Elétricos de Resistência (EER). Foram medidos também os deslocamentos, utilizando-se três defletômetros ao longo da altura dos modelos, um defletômetro em cada consolo nas extremidades, para se medir as rotações nos apoios, e mais um aparelho em cada rótula, com o intuito de se fazer as correções nos deslocamentos horizontais.

O esquema de aplicação de força e de vinculação foi o de um pilar bi-rotulado com a excentricidade aplicada na direção de menor inércia da seção transversal, Essa excentricidade foi aplicada com valores idênticos nas duas extremidades do pilar.

O experimento consistiu em se submeter os pilares à ação de um carregamento vertical, através de um conjunto composto por um pórtico metálico equipado com um atuador hidráulico sobre uma laje de reação, para que, de modo que gradual, pudesse-se aplicar incrementos de carga e registrar as leituras de deformação e deslocamentos até a ruptura. A Tabela 2.8 mostra a identificação dos modelos com seus respectivos resultados de carga última e de fissuração.

Tabela 2.8 – Resultados de carga ultima e carga de fissuração experimentais e teóricas

Pilar	e(mm)	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,CAC}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,CAC}$	$P_{fis,exp}$ (kN)	$P_{fis,teo}$ (kN)	$P_{fis,exp}/P_{fis,teo}$
PFN 00 - 3	0	1053	1260	0,84	-	-	-
PFN 15 - 3	15	447*	435	1,03	446,5	**	-
PFN 30 - 3	30	255	240	1,06	200,2	175,1	1,14
PFN 40 - 3	40	170	170	1	125,2	90,6	1,38
PFN 50 - 3	50	155	141	1,12	100	61,1	1,64
PFN 60 - 3	60	131	115	1,09	40	46,1	0,87

* O ensaio do modelo PFN15 – 3 foi interrompido com a carga de 447 kN. A bomba elétrica foi desligada quando se considerou que o pilar estava na eminência da ruína. Porém não houve a ruptura, e o modelo foi re-ensaiado usando-se bomba manual. No re-ensaio, devido à deformação residual decorrente do primeiro carregamento, a ruptura ocorreu com uma carga menor, de 249 kN.

** O pilar PFN 15 – 3 não apresentaria fissuração segundo a análise do autor, por estar com toda a seção transversal comprimida até a ruptura.

Além das cargas últimas e de fissuração, foram também analisados os dados experimentais de flechas e deformações no aço e no concreto. Os resultados obtidos no ensaio foram comparados com os resultados numéricos encontrados com o auxílio de um programa de análise de seções de concreto armado sob flexão composta, proposto por NAGATO (1987), denominado: CACODI – Campo de Compressão Diagonal. Foi também utilizada uma planilha eletrônica, através da qual, pôde ser considerada a não-linearidade geométrica da peça, uma vez que o programa CACODI analisa uma seção considerando apenas a não-linearidade física.

No caso da previsão de cargas últimas pelo programa, apenas o resultado do pilar de compressão centrada mostrou-se acima do valor experimental (84% do valor teórico). Os outros valores obtidos pelo CACODI foram menores que os valores encontrados no experimento.

Os resultados de carga de fissuração obtidos nos ensaios foram comparados com os valores teóricos das equações da Resistência dos Materiais, conforme indicado na Tabela 2.8. Dos quatro modelos avaliados, apenas o PFN 60 apresentou uma carga de fissuração experimental inferior ao valor teórico. Ressaltando que a carga correspondente à visualização da 1ª fissura é sempre superior à carga de fissuração teórica.

Para todos os resultados de deformação tanto no concreto comprimido, quanto nas armaduras comprimidas ou tracionadas, foi demonstrada a eficiência do programa CACODI na previsão do comportamento, sobretudo, durante todas as fases de carregamento.

Também foram analisadas as deformadas teóricas fornecidas pelo programa, que na sua maioria, apresentou valores compatíveis com os resultados experimentais. As rotações dos apoios, também geradas pelo CACODI, mostraram-se próximas às do ensaio, exceto, em alguns casos, quando os valores experimentais aumentavam significativamente próximos à ruptura.

DANTAS(2006) também analisou a influência da excentricidade da carga e do índice de esbeltez comparado-as com os resultados de ARAÚJO(2004), que ensaiou pilares com a mesma taxa de armadura e mesma seção transversal, porém, com altura total de 2500 mm, portanto, menos esbeltos. Foi mostrada a relação entre os parâmetros adimensionais: excentricidade relativa (e/h) e a carga última relativa ($v_{d,exp}$), que é dada pela expressão:

$$v_{d,exp} = \frac{P_{u,exp}}{b \times h \times \sigma_{cd}} \quad 2.3$$

onde b e h são as dimensões da seção transversal da peça, e $\sigma_{cd} = 0,95 f_c$, conforme definido por (ARAÚJO, 2004).

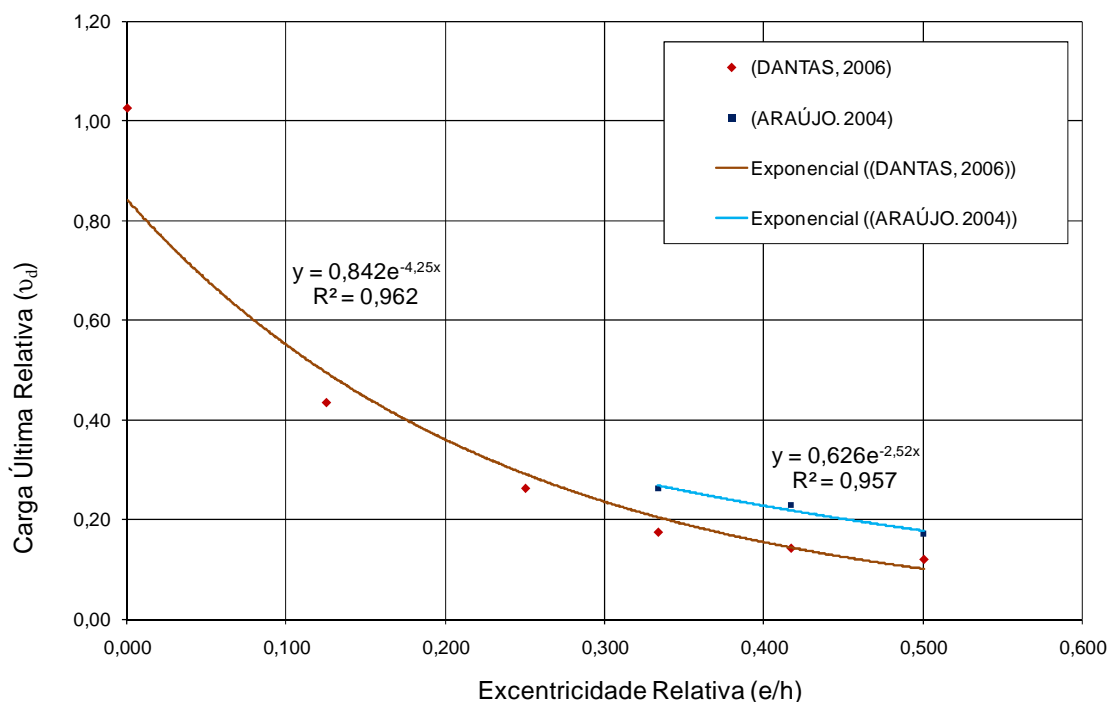


Figura 2.9 – Carga Última Relativa (v_d) x Excentricidade Relativa (e/h)

Foi apresentada uma boa correlação exponencial entre esses parâmetros, e concluiu-se que o índice de esbeltez influencia significativamente na carga última relativa. No caso dos pilares ensaiados por ARAÚJO(2004), com $h/l = 0,06$, obteve-se uma curva cujos valores tiveram uma defasagem em média de 33,67% acima da curva que representa os valores de DANTAS(2006), com $h/l = 0,048$.

Também com base no gráfico de Carga Última Relativa (v_d) x Excentricidade Relativa (e/h), DANTAS(2006) propôs que novos ensaios fossem feitos, de modo a complementar a curva de ARAÚJO(2004), mostrando o comportamento de maneira mais ampla. Tal complemento é um dos objetivos dessa pesquisa e será mostrado posteriormente no capítulo 6.

2.7 PRESCRIÇÕES DA NBR-6118 (2003)

2.7.1 - Definições

De acordo com a definição da NBR 6118:2003, pilar é todo elemento linear de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Todas as recomendações referentes aos pilares são válidas nos casos em que a maior dimensão da seção transversal não exceda cinco vezes a menor dimensão ($h \leq 5b$). Quando esta condição não for satisfeita, o pilar deve ser tratado como pilar parede.

2.7.2 Características Geométricas

2.7.2.1 Comprimento de flambagem

Segundo a NBR 6118:2003, o comprimento equivalente l_e de um pilar, suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser adotado como o menor dos seguintes valores:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

onde:

l_0 = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h = altura da seção transversal do pilar medida no plano da estrutura;

l = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

O valor do comprimento de flambagem pode assumir outros valores dependendo das condições de vínculos nas extremidades dos pilares de concreto armado. A Figura 2.10 mostra as diversas opções de cálculo do comprimento de flambagem de pilares. A

utilização dessas alternativas deve ser justificada de acordo com os vínculos e rigidezes nas ligações viga / pilar.

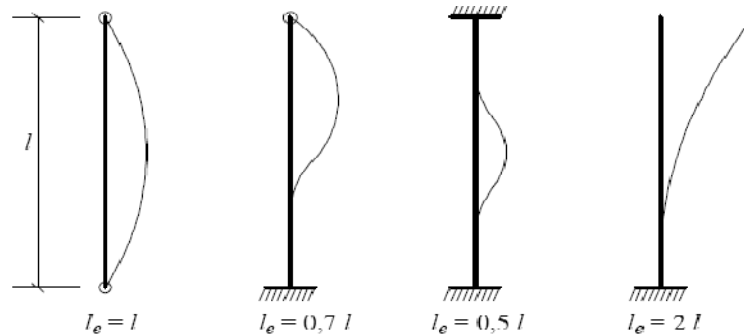


Figura 2.10 – Comprimentos de flambagem de acordo com a vinculação

2.7.2.2 Dimensões mínimas

Segundo a norma, não são permitidos em nenhum caso pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm². Os elementos não devem apresentar dimensão menor que 19 cm, independentemente da sua forma, permitindo-se 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 γ_n , indicado na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Valores do coeficiente adicional γ_n (NBR 6118:2003)

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12
γ_n	1	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	1,3	1,35

onde:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

b = menor dimensão da seção transversal do pilar em cm.

2.7.2.3 – Esbeltez

O índice de esbeltez (λ) é definido pela relação:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad 2.4$$

onde:

l_e = comprimento equivalente do elemento isolado;

i = raio de giração mínimo da seção, dado por:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad 2.5$$

com:

I = momento de inércia relativo ao plano de flexão;

A = área da seção transversal

Segundo SCADELAI (2004), de acordo com o índice de esbeltez (λ), os pilares podem ser classificados em:

- Pilares robustos ou pouco esbeltos $\Rightarrow \lambda \leq \lambda_1$
- Pilares de esbeltez média $\Rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$
- Pilares esbeltos ou muito esbeltos $\Rightarrow 90 < \lambda \leq 140$
- Pilares excessivamente esbeltos $\Rightarrow 140 < \lambda \leq 200$

O valor limite λ_1 da avaliação da esbeltez deve ser calculado pelas expressões:

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h})}{\alpha_b} \quad 2.6$$

sendo:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

e_1 = excentricidade de 1ª ordem;

h = dimensão do pilar na direção considerada;

O valor de α_b é obtido de acordo com a vinculação e com a ocorrência ou não ocorrência de esforços transversais, conforme a seguir:

a) Pilares biapoiados sem forças transversais

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

M_A é o momento fletor de 1ª ordem no extremo A (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado);

M_B é o momento fletor de 1ª ordem no outro extremo (B) do pilar (toma-se para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo em caso contrário).

b) Pilares biapoiados com forças transversais significativas ao longo da altura

$$\alpha_b = 1,0$$

c) Pilares em balanço

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85$$

M_A é o momento fletor de 1ª ordem no engaste;

M_B é o momento fletor de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d) Pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que os mínimos

$$\alpha_b = 1,0$$

Segundo a NBR 6118:2003, os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez λ for menor que o valor limite de λ_1 .

2.7.3 Excentricidade de 1ª ordem

2.7.3.1 Excentricidade inicial

A excentricidade inicial é a excentricidade oriunda das ligações dos pilares com as vigas neles interrompidas, devido ao monolitismo que há nessas ligações. Ocorrem, em geral, em pilares de bordo e de canto, a partir das ações em cada tramo.

2.7.3.2 Excentricidade acidental

Segundo a NBR 6118:2003, na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições do eixo dos elementos da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais:

a) Imperfeições globais

Na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve se considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme Figura 2.11.

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad 2.7$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad 2.8$$

H = altura total da estrutura em metros;

n = número total de elementos verticais contínuos;

$\theta_{1\min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos ou $1/300$ para estruturas de nós móveis e imperfeições locais, nunca devendo exceder em $1/200$.

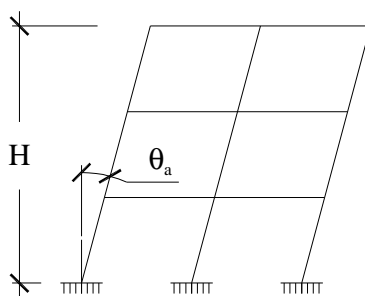


Figura 2.11 - Imperfeições geométricas globais (NBR 6118:2003)

b) Imperfeições locais

No caso de elementos que ligam pilares contraventados a pilares de contraventamento, usualmente vigas e lajes, deve ser considerada a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado (Figura 2.12 - a).

No caso da verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retinidade do eixo do pilar, conforme Figura 2.12 – b e Figura 2.12 – c respectivamente.

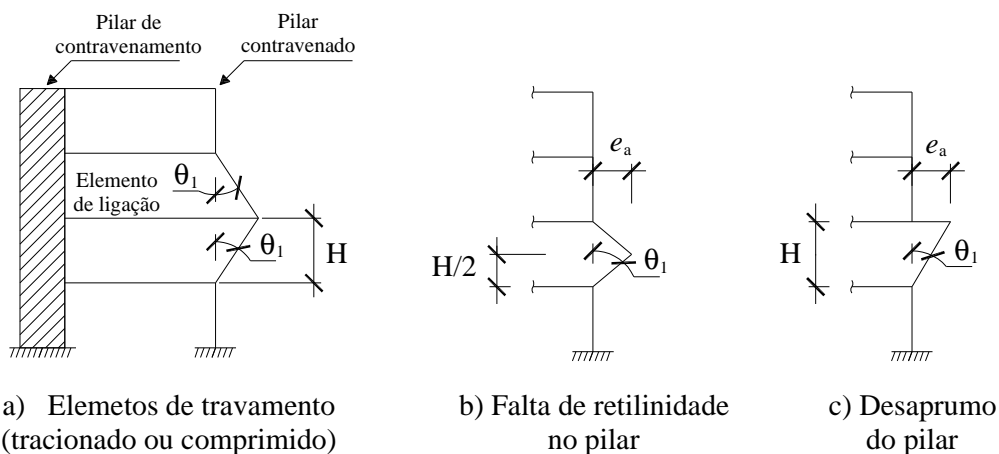


Figura 2.12 - Imperfeições geométricas locais

-
- $e_a = \theta_1 \cdot \frac{H}{2}$ \Rightarrow Falta de retinidade
 - $e_a = \theta_1 \cdot H$ \Rightarrow Desaprumo do pilar
-

Admite-se que, nos casos usuais, a consideração apenas da falta de retilinidade ao longo do lance de pilar seja suficiente.

2.7.3.3 Excentricidade devido à fluência

Segundo a NBR 6118:2003, a consideração da fluência deve obrigatoriamente ser realizada em pilares com índice de esbeltez $\lambda > 90$, e pode ser efetuada de maneira aproximada acrescentando à excentricidade de 1ª ordem, a excentricidade adicional e_{cc} obtida na equação no item 15.8.4 da norma:

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \cdot \left(2,718^{\frac{\varphi \cdot N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}}} - 1 \right) \quad 2.9$$

onde:

$$N_e = \frac{10 \cdot E_{ci} \cdot I_c}{l_e^2}$$

e_a = excentricidade devida a imperfeições locais conforme 2.1.2 a);

I_c = momento de inércia do pilar;

E_c = módulo de elasticidade inicial do concreto;

M_{Sg} e N_{Sg} = esforços solicitantes devidos à combinação quase permanente, calculados conforme tabelas 11.2 e 11.4 da NBR 6118:2003;

φ = coeficiente de fluência.

2.7.4 Excentricidade de 2ª ordem

A força normal atuante no pilar provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, denominada de 2ª ordem. A determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, segundo NBR 6118:2003, em barras submetidas à flexo-compressão reta, pode ser feita pelo método geral, ou por métodos aproximados, que serão mostrados no capítulo a seguir.

2.7.5 Métodos para determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

2.7.5.1 Momento mínimo

Segundo a NBR 6118:2003, o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração de um momento mínimo de 1ª ordem:

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

onde h é a 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 2ª ordem.

2.7.5.2 Método geral

É um método complexo, que requer o uso de uma ferramenta computacional, e consiste na análise não-linear de 2ª ordem com a consideração da relação momento-curvatura real em cada seção do pilar e a consideração da não-linearidade geométrica de maneira não aproximada. O cálculo é realizado de forma incremental dos efeitos de 2ª ordem até a configuração de equilíbrio da seção.

2.7.5.3 Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Esse método é permitido para pilares de seção constante, armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo e $\lambda \leq 90$. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a configuração deformada da barra seja senoidal. A não-linearidade física é levada em conta através de uma equação aproximada da curvatura na seção crítica. A excentricidade de segunda ordem e_2 é dada pela expressão:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad 2.11$$

$1/r$ é a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad 2.12$$

onde:

$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ é a força adimensional;

h é a altura da seção na direção considerada

Assim, o momento máximo na seção é dado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \left(\alpha_b M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10 r} \right) \geq M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad 2.13$$

2.7.5.4 Método do pilar padrão com rigidez κ aproximada

Este método também se aplica apenas a pilares com $\lambda \leq 90$, de seção retangular constante e armadura simétrica e constante. A não-linearidade geométrica deve ser tratada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não-linearidade física também é considerada através de uma expressão aproximada da rigidez.

O momento total máximo do pilar é calculado de acordo com a expressão:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120\kappa/v}} \geq M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad 2.14$$

A rigidez κ de forma aproximada, com valor adimensional é dada por:

$$\kappa = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h N_d} \right) v \quad 2.15$$

onde:

$\nu = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ é a força adimensional;

h é a altura da seção na direção considerada

Observa-se que o valor da rigidez adimensional κ é necessário para o cálculo de $M_{d,tot}$, e o valor de $M_{d,tot}$ também é necessário para o cálculo de κ . Assim a solução só pode ser obtida por tentativas.

2.7.5.5 Método do pilar padrão acoplado a diagramas $M, N, I/r$.

O método do pilar padrão acoplado a diagramas $M, N, I/r$ pode ser indicado na determinação de esforços locais de 2ª ordem em pilares com $\lambda \leq 140$. Utiliza-se para a curvatura da seção crítica, valores extraídos de diagramas $M, N, I/r$ específicos para cada caso.

2.7.6 Critérios para o dimensionamento

A Figura 2.13 traz o resumo de todas as considerações que devem ser levadas em conta no dimensionamento dos pilares de acordo com o parâmetro de esbeltez (λ), sendo λ_1 , o valor limite da avaliação calculado pelas expressões descritas no item 2.7.2.3. É mostrada também a aplicabilidade de cada método visto no item 2.7.5 acima de acordo com a esbeltez da peça.

0	λ_1	90	140	200
Consideração dos efeitos de 2ª Ordem				
Consideração da Fluência				
Método do Pilar Padrão com curvatura aproximada				
Método do Pilar Padrão com rigidez κ aproximada				
Método do Pilar Padrão acoplado a diagramas $M, N, I/r$				
Método Geral				

Figura 2.13 - Critérios e métodos que devem ser considerados no dimensionamento de pilares de concreto armado de acordo com o parâmetro de esbeltez.

3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os modelos foram divididos em duas séries de ensaio de acordo com o seu comprimento total: na Série 1 estavam incluídas as peças de 2000 mm, e na Série 2 os modelos de 2500 mm de comprimento. Todas as peças possuíam a mesma taxa de armadura transversal. As variáveis consideradas no estudo foram a esbeltez e a excentricidade de aplicação da carga no ensaio.

Para facilitar a identificação dos pilares, adotou-se a seguinte denominação baseada no comprimento total da peça e no valor da excentricidade: “PFN e – L”, onde:

PFN = Pilar sob flexo-compressão normal;

e = Valor da excentricidade na direção da menor dimensão da seção transversal em mm;

L = Comprimento total da peça em m.

Tabela 3.1 - Identificação e características dos pilares

Série	Modelo	e (mm)	L (mm)	Ac (mm ²)	As (mm ²)	ρ (%)
1	PFN 00 - 2	0	2000	30000	471	1,57
	PFN 24 - 2	24				
	PFN 15 - 2	15				
	PFN 30 - 2	30				
	PFN 40 - 2	40				
	PFN 50 - 2	50				
	PFN 60 - 2	60				
2	PFN 00 - 2.5	0	2500	30000	471	1,57
	PFN 24 - 2.5	24				
	PFN 15 - 2.5	15				
	PFN 30 - 2.5	30				
	PFN 40 - 2.5	40				
	PFN 50 - 2.5	50				
	PFN 60 - 2.5	60				

3.2 MODELOS ENSAIADOS

3.2.1 Características geométricas

A geometria de cada peça era composta de uma parte central de seção retangular constante, e os extremos formados, cada um, por um par de consolos simétricos. Esses consolos tiveram as mesmas dimensões utilizadas por DANTAS (2006), que conferiam as mesmas vantagens de melhorar as leituras de rotação na região dos apoios. A Figura 3.1 mostra as características geométricas dos modelos ensaiados.

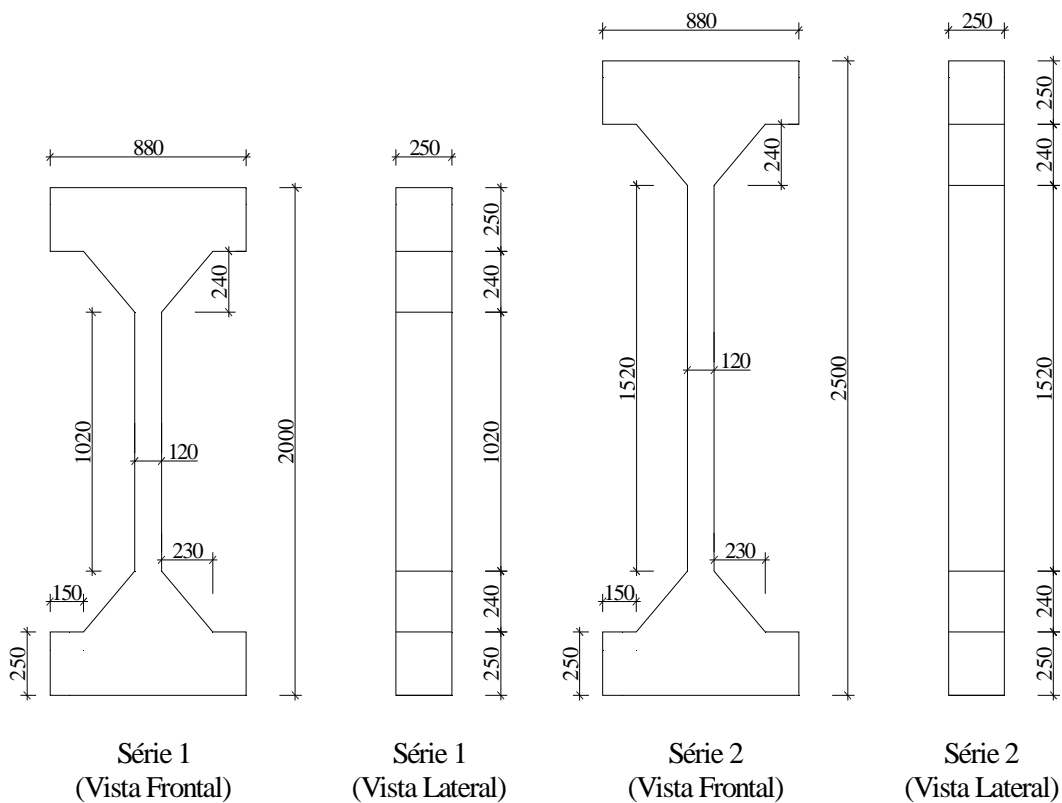


Figura 3.1 - Dimensão dos modelos (cotas em mm)

3.2.2 Arranjo das armaduras

As armaduras longitudinais de todos os pilares foram dimensionadas com seis barras de aço tipo CA-50 de diâmetro de 10 mm. As armaduras transversais foram distribuídas de duas maneiras diferentes, na região central e nos consolos.

Na região central de cada modelo, a armadura transversal foi composta por estribos de aço tipo CA-60 de 5 mm de diâmetro, espaçados de uma distância de 10 cm.

Na região dos consolos, foram usados os mesmos estribos, porém com um espaçamento de 5 cm. Para se amenizar o efeito da concentração de tensões e procurando-se evitar uma ruptura localizada na região dos apoios, essa foi reforçada com uma armadura de fretagem também composta por fios de 5 mm de diâmetro, da mesma maneira utilizada nos trabalhos de ADORNO (2004).

O cobrimento adotado para a armadura foi de 2,5 cm, sendo garantido por espaçadores industriais de plástico.

Os consolos foram dimensionados de modo que não ocorresse ruptura para as cargas dos ensaios. Foi utilizado o mesmo arranjo determinado por ADORNO (2004), que seguiu as recomendações de FUSCO (1995). A Figura 3.2 mostra o arranjo das armaduras utilizadas nos dois tipos de modelos.

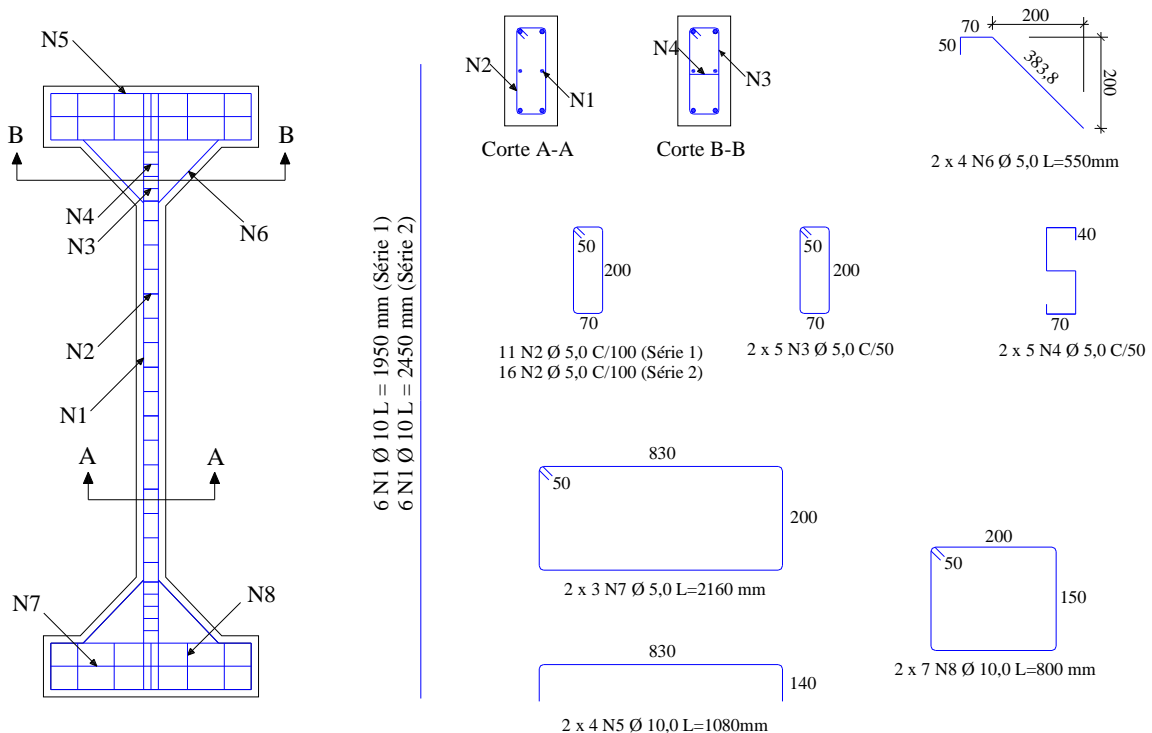


Figura 3.2 - Detalhamento das armaduras

3.3 MATERIAIS

3.3.1 Concreto

O concreto utilizado na confecção de todos os modelos foi do tipo usinado, com resistência especificada para 40 MPa e um abatimento de 10 ± 2 cm de tronco de cone. Como alguns modelos foram concretados em datas diferentes, houve também a exigência de que se utilizassem os mesmos tipos de materiais constituintes em cada concretagem.

Tabela 3.2 - Materiais utilizados para fabricação do concreto

Quantidade de Materiais para 1m³ de Concreto		
Material	Quantidade	Unidade
Cimento CP V - ARI	470	kg
Areia Artificial	0,295	m³
Areia Fina	0,342	m³
Brita 0	0,711	m³
Aditivo Mir50	3,993	litros

Para cada dois modelos de pilares foram moldados nove corpos-de-prova, dos quais três foram submetidos a ensaio de Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral - NBR 07222 /1994, três foram ensaiados pelo Ensaio de Resistência à Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto - NBR 05739/ 1994, e para os últimos três corpos-de-prova foi realizada a Determinação dos Módulos de Elasticidade - NBR 8522/2003. Os resultados dos ensaios serão abordados no Capítulo 4.

3.3.2 Aço

Para as armaduras longitudinais, foram utilizadas barras de aço de diâmetro de 10 mm, tipo CA-50 com superfícies nervuradas obtidas por laminação a quente. Já as armaduras transversais, foram compostas por fios de aço de 5 mm de diâmetro, do tipo CA-60.

Segundo o fabricante, todas as armaduras foram produzidas de acordo com as especificações da norma NBR 7480:1996 – Barras e fios de aço destinado a armadura para concreto armado (Especificação). Foram extraídas três amostras de barra de aço de 10 mm de diâmetro para a realização de ensaios de tração com obtenção do diagrama tensão-deformação, cujos resultados serão mostrados no capítulo 4.

3.4 FABRICAÇÃO

3.4.1 Formas

Com o intuito de se otimizar o uso das formas na confecção dos modelos, foi elaborado um sistema de moldes metálicos que pudesse atender à atual série de pesquisas sobre pilares no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

As laterais das formas foram projetadas com duas extremidades de formato fixo e um módulo central de três tamanhos diferentes, de modo que fosse possível fabricar modelos com três comprimentos distintos: 2000 mm, 2500 mm e 3000 mm.

As formas foram fabricadas com chapas metálicas de 3 mm de espessura, o que confere também uma maior durabilidade, possibilidade de reutilização, e principalmente, minimização das imperfeições geométricas, frente às formas de madeira antes utilizadas no laboratório da UnB. A conexão dos módulos é feita por parafusos.

Outra informação relevante foi que se optou por concretar os pilares horizontalmente, para se evitar uma eventual variação na resistência ao longo da altura, decorrente de se concretar na posição vertical, conforme comprovado por HOGNESTAD (1951).

O sistema é montado e fixado sobre um tablado de madeirite plastificado de 17 mm de espessura, enrijecido por vigotas de madeira de seção transversal de 60 mm x 60 mm, conforme mostrado na Figura 3.4.

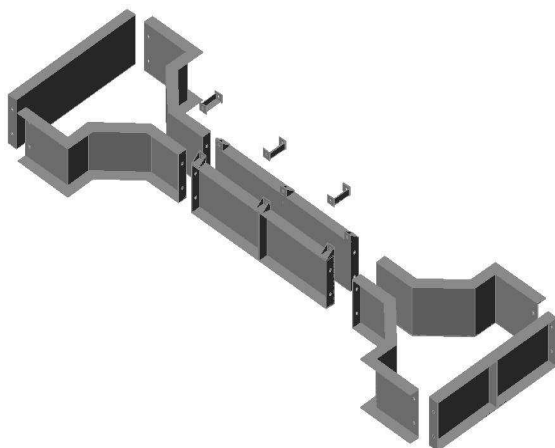


Figura 3.3 - Esquema idealizado de montagem das formas metálicas



Figura 3.4 - Formas já montadas sobre o tablado de madeirite.

3.4.2 Concretagem e cura dos modelos

Com as formas montadas sobre o tablado, foi aplicada uma camada de desmoldante e esperou-se um tempo pra impregnação. Em seguida, as armaduras foram colocadas dentro das formas. O posicionamento das armaduras foi garantido com os espaçadores.



Figura 3.5 - Formas montadas com as armaduras posicionadas

O concreto foi transportado até o Laboratório por meio de um caminhão betoneira. O material foi descarregado em carros-de-mão, para só depois ser lançado nas fôrmas com o

uso de pás. O adensamento foi feito com um vibrador de imersão com agulha de 34 mm de diâmetro. Após adensado, era dado o acabamento na superfície com o uso de desempenadeira e colher de pedreiro



Figura 3.6 - Concretagem dos pilares

Antes da concretagem, foi feito o teste de abatimento de tronco de cone, para conferir se o material tinha as condições de plasticidade que lhe foi estabelecida.

Com o início da pega, foram colocados panos umedecidos sobre a superfície do concreto, e depois, os modelos foram cobertos com uma lona plástica. Durante sete dias, os pilares foram molhados em dois períodos por dia, de modo a se garantir uma boa cura do concreto.

Ao todo, foram realizadas três concretagens. Na primeira concretagem confeccionaram-se cinco os modelos: PFN 15 – 2,5, PFN 30 – 2,5, PFN 40 – 2,5, PFN 50 – 2,5 e PFN 60 – 2,5. A segunda concretagem foi a dos modelos PFN 15 – 2,0, PFN 30 – 2,0, PFN 40 – 2,0, PFN 50 – 2,0 e PFN 60 – 2,50. A terceira e última concretagem foi dos quatro modelos restantes: PFN 24 – 2,0, PFN 24 – 2,5, PFN 00 – 2,0 e PFN 00 – 2,5.

3.5 INSTRUMENTAÇÃO

3.5.1 Cargas

As aplicação das cargas foi monitorada por meio de uma célula de carga KRATOS, de capacidade de 2000 kN instalada em linha com o atuador hidráulico.

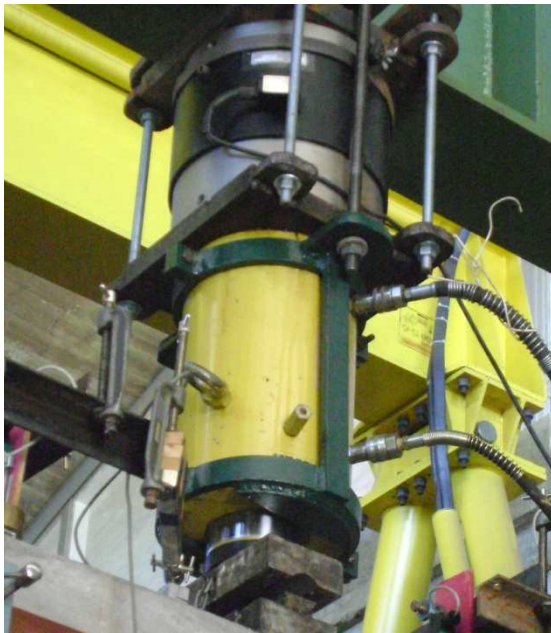


Figura 3.7 – Célula de carga e atuador hidráulico



Figura 3.8 – Leitor digital conectado à célula de carga

3.5.2 Deformações específicas das armaduras

Foram instrumentadas as seis barras de armadura longitudinal à altura média dos pilares. Para cada barra de aço, foram colados dois extensômetros na mesma altura e em faces opostas.

Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência tipo KFG-5-120-C1-11, marca KYOWA, colados com cola rápida à base de cianoacrilato.

Antes de se colar os extensômetros, as superfícies das barras foram devidamente preparadas. O tratamento envolvia uma seqüência de remoção das nervuras naquela região por meio de um rebolo de desbaste, em seguida a superfície era regularizada com lixas de nº 80 e nº 120, nessa ordem. Por fim, foram aplicados três produtos na superfície lisa: Álcool isopropílico, um condicionador e um neutralizador, todos específicos para esse tipo de procedimento.



Figura 3.9 - Extensômetro colado na superfície devidamente preparada

Os extensômetros foram protegidos e isolados com um adesivo bi componente Araldite Hobby – 10 min, além de uma camada de silicone e, posteriormente, envolvidos por uma fita de auto-fusão.

3.5.3 Deformações específicas do concreto

As deformações específicas do concreto foram medidas também à meia altura dos pilares na face comprimida. Para tanto, foram instalados em três pontos, extensômetros do tipo KC-70-120-A1-11, da marca KYOWA.

Antes da colagem do extensômetro, a superfície do concreto era preparada com uma seqüência de limpeza, desbaste com lixa nº 120, álcool comum, e por fim, regularização do local com adesivo bi componente Araldite Hobby – 10 min.

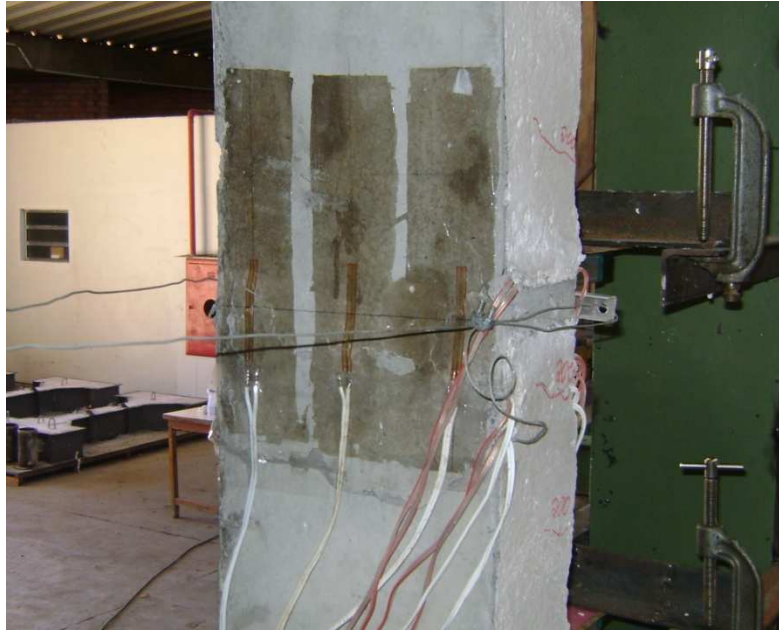


Figura 3.10 - Extensômetros colados na superfície de concreto devidamente preparada

3.5.4 Deslocamentos e rotação das extremidades

Para se obter os valores de rotação nos apoios e os deslocamentos verticais e horizontais, foram instalados, ao todo, nove defletômetros do tipo potenciométrico, em posições estratégicas, como mostrado na Figura 3.11

Os aparelhos D5, D6 e D7, produzidos pela GEFTRAN, possuem um curso de 150 mm. Eles foram posicionados de modo a se obter a leitura dos deslocamentos horizontais na região central do pilar. Já os aparelhos D1, D2, D3, e D4, também produzidos pela GEFTRAN, tinham um curso menor, 50 mm, e foram posicionados para se obter os deslocamentos verticais, e a rotação nos apoios do pilar. Os aparelhos D8 e D9 tiveram a finalidade de medir os deslocamentos das rótulas para correção de eventuais desvios do modelo em relação ao pórtico.

Cabe observar que os defletômetros utilizados não possuem mola de retorno. Assim, para garantir o contato da haste do defletômetro com a face do pilar, foi montado um sistema com uma barra transversal fixada à haste do defletômetro à qual foram acoplados pesos, diretamente, no caso dos defletômetros verticais, e indiretamente, por meio de fios e roldanas, nos casos dos defletômetros horizontais.

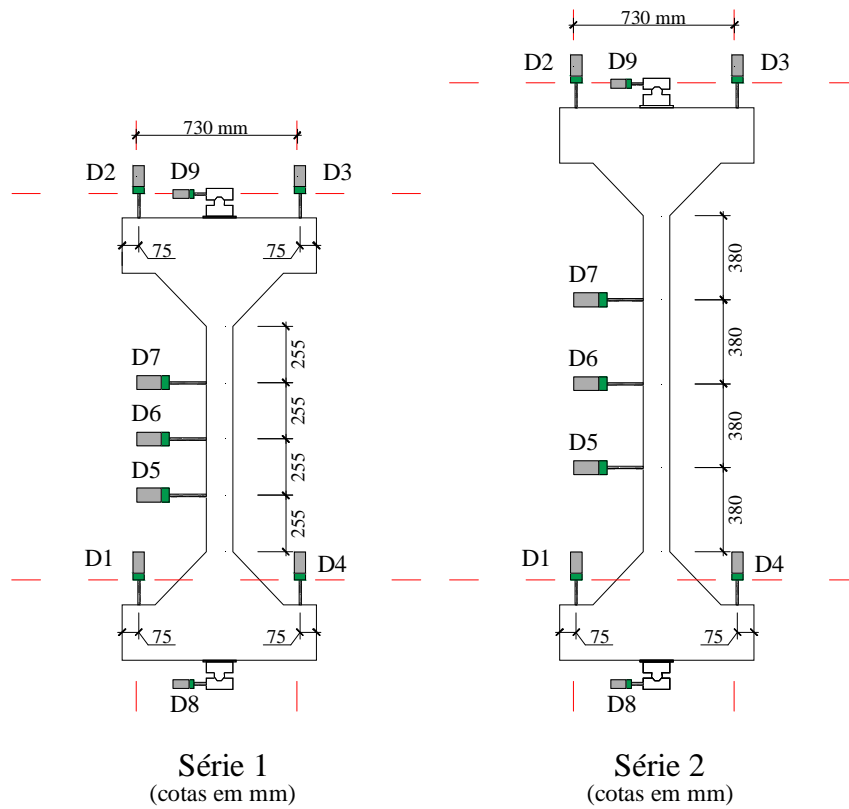


Figura 3.11 - Posição dos defletômetros nos pilares

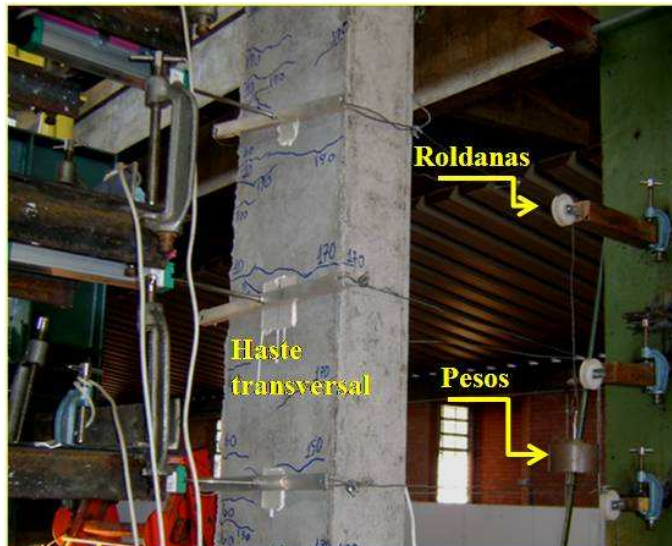


Figura 3.12 - Sistema de hastes, pesos e roldanas para contato dos defletômetros horizontais com o pilar.

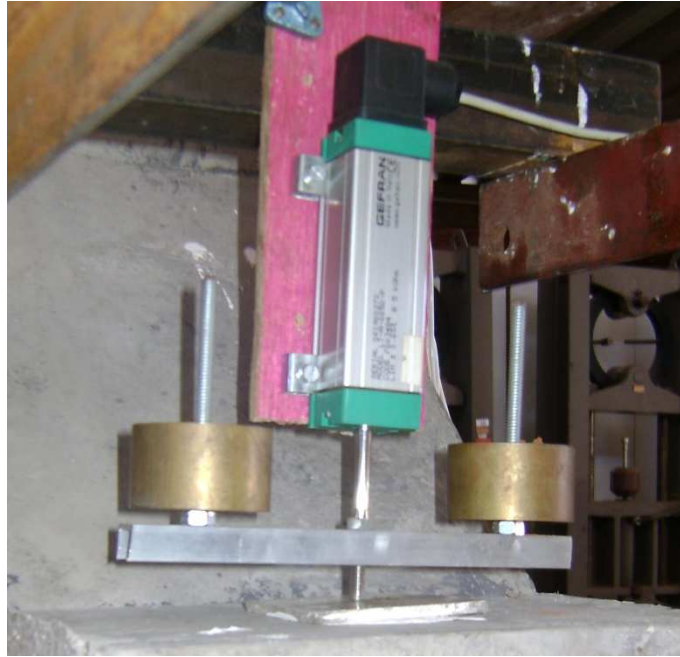


Figura 3.13 – Sistema de pesos para garantia do contato dos defletômetros verticais com o pilar.

3.5.5 Desenvolvimento de fissuras

No final de cada passo de carga, o surgimento e desenvolvimento das fissuras foram acompanhados e marcados com pincel atômico.

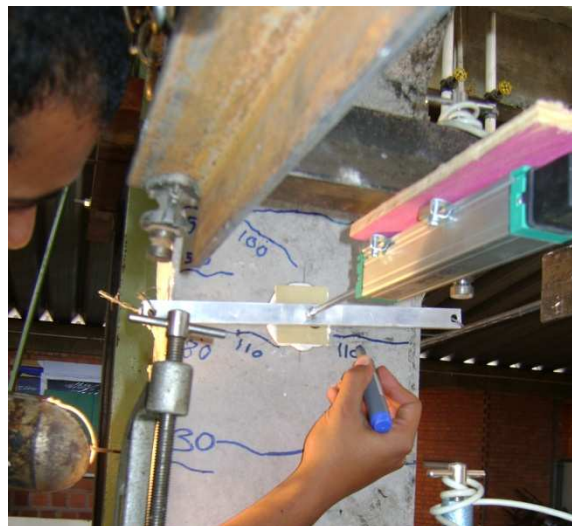
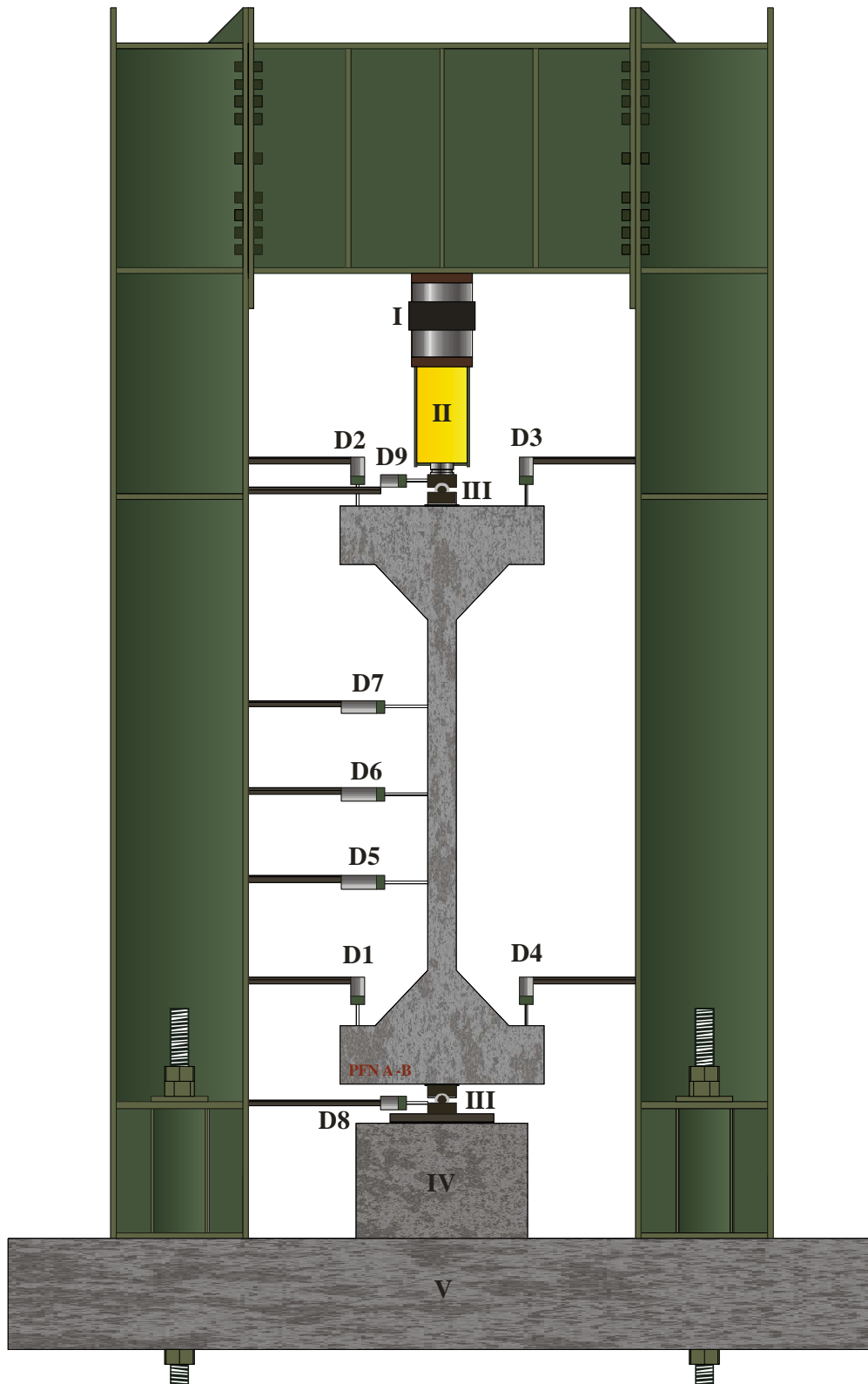


Figura 3.14- Acompanhamento das fissuras

3.6 MONTAGEM E TÉCNICA DE ENSAIO

3.6.1 Estrutura de reação

A estrutura de reação é composta por um pórtico metálico de altura total de 5,5 m, ancorado na laje de reação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. O pórtico foi projetado exclusivamente para ensaios de pilares com carga vertical de até 2000 kN. O projeto é de autoria do Prof. José Humberto Matias de Paula. A Figura 3.15 abaixo ilustra o esquema geral do ensaio montado na estrutura de reação.



- I - Célula de Carga
- II - Atuador Hidráulico
- III - Aparelho de Apoio
- IV - Bloco de Concreto
- V - Laje de Reação
- Dn - Defletômetros

Figura 3.15 - Esquema geral do ensaio

3.6.2 Posicionamento dos modelos na estrutura de aplicação da carga

O Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília possui uma pórtico rolante com capacidade de 50 kN, com o qual, foi realizado todo transporte e içamento das peças.

Também com o auxílio do pórtico rolante, os modelos foram colocados na estrutura de ensaio, onde haviam dois gabaritos de madeira presos horizontalmente, tangenciando a face externa, de modo a garantir o posicionamento do pilar, paralelamente ao plano da flexão.

Depois de verificado o prumo no sentido do plano de flexão, o pilar era apumado na outra direção, a de aplicação da excentricidade, para só então ser abaixado o êmbolo do atuador hidráulico.

Quando o êmbolo entrava em contato com a rótula, conseqüentemente o pilar era travado. Só então era possível proceder a fixação dos equipamentos de medição de deslocamento.

Vale ressaltar que durante todo o processo de centralização dos pilares na estrutura de reação os mesmos encontravam-se devidamente presos ao pórtico por meio de correntes, eliminando o risco de acidente por queda ou desequilíbrio das peças.

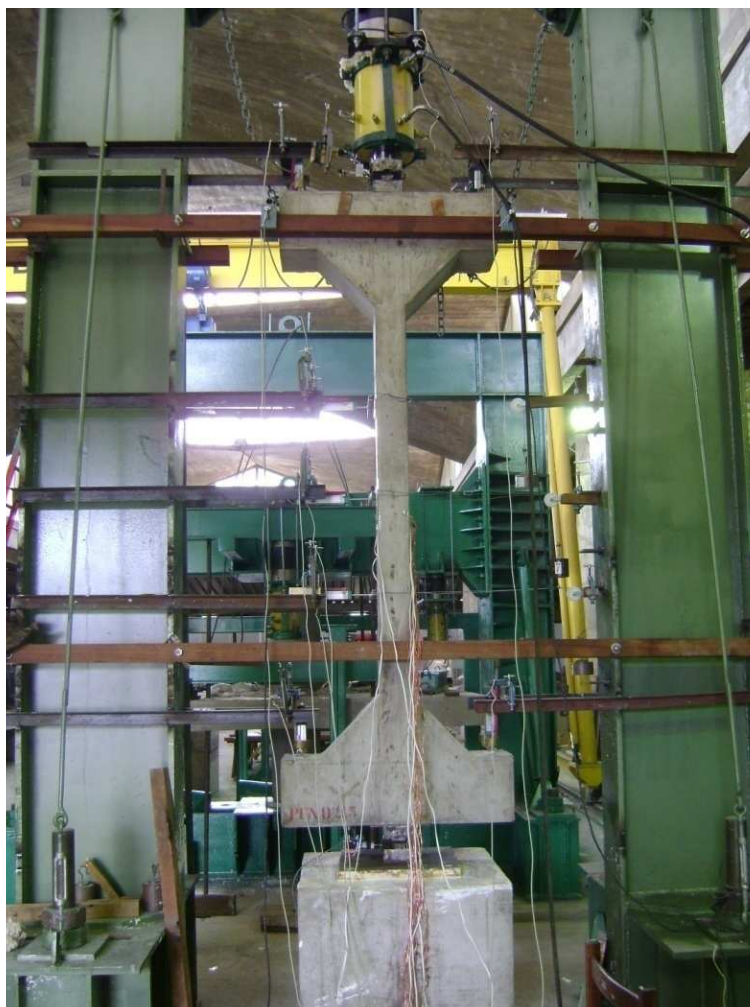


Figura 3.16 - Pilar posicionado na estrutura de ensaio

3.6.3 Sistema de aplicação de carga e vinculação

O experimento buscava representar o modelo físico teórico de um pilar bi-articulado com excentricidades idênticas nas suas extremidades, visando um efeito de flexão composta reta na direção de menor inércia da seção transversal da peça.

A liberdade de rotação dos apoios era garantida pelas rótulas, que foram compostas de dois paralelepípedos de dimensão 250 mm x 120 mm x 50 mm, interconectados com um rolete cilíndrico maciço de 50 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento.

O rolete é soldado em um dos paralelepípedos compondo uma das partes da rótula. A outra parte era composta pelo segundo paralelepípedo, que continha um entalhe sobre o qual era encaixada a primeira parte (Figura 3.17).

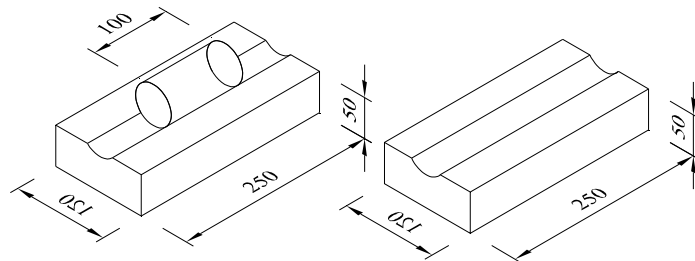


Figura 3.17 - Esquema com as duas partes componentes da rótula

A razão da dimensão reduzida do rolete em relação ao paralelepípedo foi de se minimizar um efeito indesejado de flexão na outra direção, causado pelo não paralelismo entre as faces extremas do pilar e os apoios, conforme verificado por DANTAS (2006).



Figura 3.18 – Aparelho de articulação

A carga foi aplicada por um atuador hidráulico de capacidade de 2000 kN, acionado por uma bomba elétrica. Todo o carregamento foi monitorado por uma célula de carga KRATOS, também com capacidade para 2000 kN.

3.6.4 Sistema de aquisição de dados

A cada passo de carga aplicado no ensaio, as leituras de todos os extensômetros e defletômetros foram feitas por meio de um sistema de aquisição de dados SPIDER 8, fabricado pela HBM, ligado a um computador. O sistema era composto por seis módulos de aquisição interligados, e o processamento e armazenamento dos dados foi feito de forma automática pelo programa CATMAN versão 4.5, também de fabricação da HBM, o qual convertia as leituras de acordo com uma calibração feita previamente e armazenada no programa.



Figura 3.19 - Sistema de aquisição de dados

3.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este programa experimental foi desenvolvido em conjunto com o aluno de doutorado Carlos Eduardo Luna de Melo e fará parte de sua tese de doutorado.

4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 INTRODUÇÃO

Conforme mencionado no Capítulo 3 o comportamento dos pilares foi monitorado a cada passo de carga com a leitura dos equipamentos, observações e registros fotográficos dos modelos.

Serão mostrados a seguir as propriedades mecânicas dos materiais e o comportamento das quatorze peças até a ruína, o que inclui os deslocamentos e fissuração sofridos pelos modelos e as condições de deformação no concreto e nas armaduras.

Serão feitas também algumas observações sobre os resultados, porém, a comparação com o modelo teórico será apresentada apenas no Capítulo 6.

4.2 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS MATERIAIS

4.2.1 Aço

Foram ensaiadas duas barras de aço de 10 mm de diâmetro, extraídas do mesmo lote das utilizadas na confecção dos modelos. As amostras foram submetidas ao ensaio de tração simples segundo a NBR 6152/1980.

O ensaio foi realizado no laboratório de Engenharia Mecânica da Universidade de Brasília. As deformações das barras foram medidas através de um par de extensômetros removíveis desenvolvidos no laboratório de estruturas da UnB. A Tabela 4.1 mostra os resultados experimentais do ensaio da armadura:

Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas das armaduras

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y (%)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
10	592	3,14	713	189

onde:

f_y - tensão de escoamento

f_u - tensão de ruptura

ϵ_y - deformação de escoamento do aço

E_s - módulo de elasticidade

A Figura 4.1 mostra o diagrama de tensão x deformação do ensaio de uma das barras, onde se pode constatar o patamar de escoamento bem definido das armaduras.

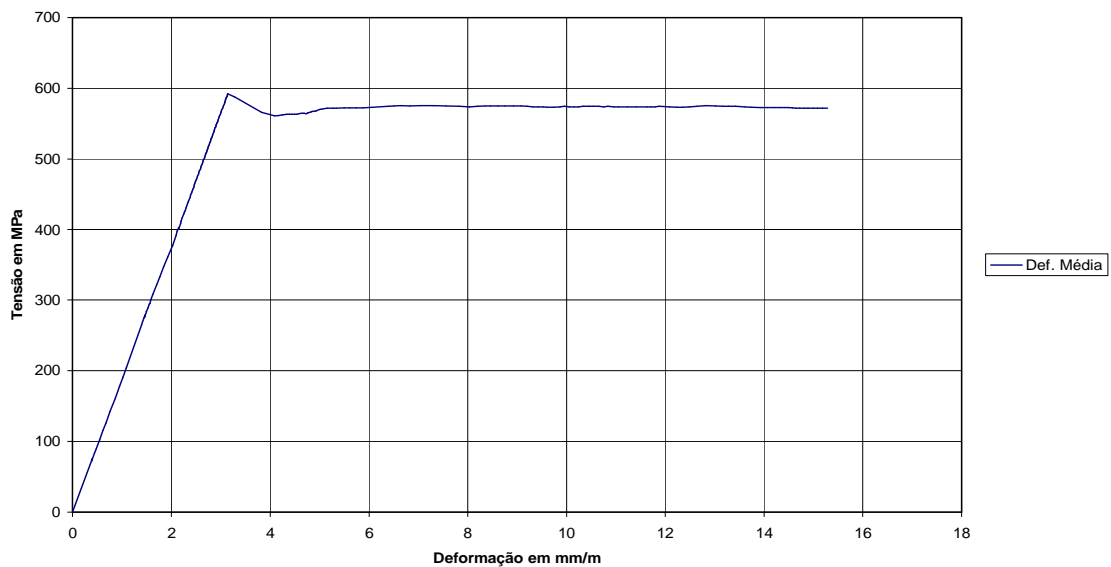


Figura 4.1 - Diagrama Tensão x Deformação do ensaio das armaduras

4.2.2 Concreto

As propriedades do concreto foram verificadas nas datas de ensaio de cada modelo. Todos os corpos-de-prova cilíndricos, moldados durante a concretagem de cada pilar, foram ensaiados no Laboratório de Ensaio de Materiais do Departamento de Engenharia Civil da UnB, os quais foram submetidos a:

- Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral - NBR 07222 /1994
- Ensaio de Resistência à Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto - NBR 05739/ 1994
- Determinação dos Módulos de Elasticidade - NBR 8522/2003.

Os resultados dos ensaios de caracterização do concreto são mostrados na Tabela 4.2:

Tabela 4.2 - Propriedades do concreto

PILARES	Idade (dias)	Peso Esp. (kN/m ³)	f_c (MPa)	f_c médio (MPa) ⁽¹⁾	f_{ct} (MPa)	f_{ct} médio (MPa) ⁽²⁾	$E_{ser, 0,4f_c}$ (GPa)	$E_{ser, 0,4f_c}$ médio (GPa)
PFN 00-2	41	22,5	46,6	45,8	4,1	3,7	27,5	27,3 ⁽⁴⁾
			45,7		3,7		27,3	
PFN 24-2			45,2		3,3		27,2	
PFN 00-2,5	41	22,6	46,6	45,8	4,1	3,7	27,5	27,3 ⁽⁴⁾
			45,7		3,7		27,3	
PFN 24-2,5			45,2		3,3		27,2	
PFN 30-2	41	22,8	38,4	37,2	2,3	2,4	20,4	20,6 ⁽³⁾
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 ⁽³⁾
			37,1		3,5		21,3	
PFN 15-2			37,4		3,0		20,1	
PFN 30-2,5	79	23,1	44,3	41,6	3,7	3,9	30,1	30,5 ⁽³⁾
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 ⁽³⁾
			40,2		3,6		30,7	
PFN 15-2,5			-		3,4		28,3	

⁽¹⁾NER 5739/1994

⁽²⁾NER 7222/1994

⁽³⁾NER 8522/2003

⁽⁴⁾Valores obtidos pela formulação do CEB, por falta do ensaio do concreto desses pilares.

4.3 FISSURAÇÃO

No caso da fissuração, foram observados dois comportamentos distintos entre os modelos em que se aplicou a carga centrada e os modelos de carga excêntrica. Para os modelos de excentricidade nula, as únicas fissuras observadas surgiram na região dos consolos, já nos pilares com excentricidade, as fissuras tinham características típicas de flexão na região central dos modelos.

As fotografias nos itens 4.3.1 e 4.3.2 mostram as fissuras registradas durante o ensaio, com os referentes valores do carregamento em kN, no momento em que foram observadas. A

Tabela 4.3 indica os valores das cargas correspondentes ao surgimento da primeira fissura visível. Uma comparação entre os valores de carga de fissuração experimental e teórica será feita no capítulo 6.

Tabela 4.3 - Carga de fissuração experimental

e (mm)	Série 1 (L=2000 mm)		Série 2 (L=2500 mm)	
	Modelo	P _{fiss, exp} (kN)	Modelo	P _{fiss, exp} (kN)
0,0	PFN 00-2	700,0	PFN 00-2.5	700,0
15,0	PFN 15-2	180,0*	PFN 15-2.5	670,4**
24,0	PFN 24-2	400,0	PFN 24-2.5	340,0
30,0	PFN 30-2	180,0	PFN 30-2.5	240,0
40,0	PFN 40-2	60,0	PFN 40-2.5	80,0
50,0	PFN 50-2	50,0	PFN 50-2.5	60,0
60,0	PFN 60-2	60,0	PFN 60-2.5	50,0

* As fissuras no PFN 15 - 2 não chegaram a cruzar toda a face do pilar, limitando-se apenas em um dos cantos

** Fissuras observadas somente depois da ruptura

4.3.1 Modelos submetidos a carga centrada

Nestes modelos, observou-se o surgimento das fissuras apenas para carregamentos elevados, no eixo central dos pilares nas regiões dos apoios seguindo a direção vertical, como mostram as Figuras 4.2 e 4.3.

A fissuração foi associada a um mecanismo similar à tração indireta que surge no ensaio de compressão diametral. Tal mecanismo será explicado com mais detalhes no Capítulo 6.



Figura 4.2 - Fissura no modelo PFN 0 -
2,0



Figura 4.3 - Fissura no modelo PFN 0 -
2,5

4.3.2 Modelos submetidos a carga excêntrica

Com a aplicação do carregamento, as primeiras fissuras ocorriam na região onde o momento fletor era máximo: Sempre perpendicularmente à carga no comprimento médio dos modelos na sua face tracionada. Com o aumento do carregamento, novas fissuras eram formadas ao longo da altura da peça, com a maior frequência desse surgimento na região média e em direção aos extremos à medida que o carregamento progredia. Quando a carga chegava a certo patamar, cessava-se o surgimento de novas fissuras ao passo em que as já existentes aumentavam o seu tamanho, tanto no comprimento quanto no valor da abertura, principalmente as fissuras da região central da peça.



Figura 4.4 - Fissuras no Pilar PFN 15 -
2,0



Figura 4.5 - Fissuras no Pilar PFN 15 -
2,5



Figura 4.6 - Fissuras no Pilar PFN 24 -
2,0



Figura 4.7 - Fissuras no Pilar PFN 24 -
2,5



Figura 4.8 - Fissuras no Pilar PFN 30 -
2,0



Figura 4.9 - Fissuras no Pilar PFN 30 -
2,5



Figura 4.10-Fissuras no Pilar PFN 40 -
2,0



Figura 4.11-Fissuras no Pilar PFN 40 -
2,5



Figura 4.12-Fissuras no Pilar PFN 50 -
2,0



Figura 4.13-Fissuras no Pilar PFN 50 -
2,5



Figura 4.14-Fissuras no Pilar PFN 60 -
2,0



Figura 4.15-Fissuras no Pilar PFN 60 -
2,5

4.4 CARGA ÚLTIMA E MODOS DE RUÍNA

Com relação ao modo de ruína, os modelos sob carga centrada apresentaram uma “Ruptura frágil por fendilhamento na região dos consolos”. Entre os modelos sob carregamento excêntrico, verificaram-se dois modos de ruptura: uma “Frágil na região central do modelo”, e outra por “Flexo-compressão na região central dos modelos”, sendo essa última subdividida de acordo com a deformação do aço na eminência da ruína: A ruína por “Flexo-compressão na região central sem escoamento da armadura” era caracterizada pela ruptura do concreto por esmagamento sem que as armaduras atingissem a deformação de escoamento. Caso fosse ultrapassada a deformação de escoamento do aço nas ultimas leituras a ruína do modelo era denominada de “Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura”. A Tabela 4.3 mostra a carga última e os modos de ruptura associados a cada modelo.

Tabela 4.4 - Cargas últimas e modos de ruptura

	Modelo	e (mm)	f_c (Mpa)	$P_{n,exp}$ (kN)	Modo de ruptura
Série 1 (L=2,0 m)	PFN 00-2	0	45,8	1255,0	Frágil por fendilhamento na região dos consolos
	PFN 15-2	15	38,5	662,0	Frágil com esmagamento do concreto na região central
	PFN 24-2	24	45,8	456,0	Flexo-compressão na região central sem escoamento da armadura
	PFN 30-2	30	37,8	317,0	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura
	PFN 40-2	40	37,8	294,4	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura
	PFN 50-2	50	37,8	232,0	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura
	PFN 60-2	60	35,8	198,4	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 00-2.5	0	45,8	1078,0	Frágil por fendilhamento na região dos consolos
	PFN 15-2.5	15	43,1	670,4	Frágil com esmagamento do concreto na região central
	PFN 24-2.5	24	45,8	360,8	Flexo-compressão na região central sem escoamento da armadura
	PFN 30-2.5	30	41,6	336,0	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura
	PFN 40-2.5	40	41,6	246,0	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura
	PFN 50-2.5	50	41,6	201,2	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura
	PFN 60-2.5	60	43,1	164,8	Flexo-compressão na região central com escoamento da armadura

As rupturas por flexo-compressão com ou sem escoamento da armadura ocorriam sempre antecedidas de uma deformação lateral excessiva, já as rupturas dos modelos de carregamento centrado eram de maneira abrupta e em alguns casos, ocorria também o destacamento do cobrimento de concreto na face mais comprimida.

A Seção 4.4.1 mostra o exemplo de um pilar que sofreu ruptura frágil por fendilhamento na região dos consolos, a Seção 4.4.3 mostra um modelo que sofreu ruptura frágil na região central, já a Seção 4.4.3 aponta detalhes de modelos que sofreram ruptura por flexo-compressão na região central.

4.4.1 Ruptura frágil por fendilhamento na região dos consolos



Figura 4.16 - Pilar PFN 00 -2,0



Figura 4.17 - Pilar PFN 00 -2,0

4.4.2 Ruptura frágil na região central com esmagamento do concreto



Figura 4.18 - Pilar PFN 15 -2,5



Figura 4.19 - Pilar PFN 15 - 2,5

4.4.3 Ruptura por flexo-compressão na região central



Figura 4.20– Pilar PFN 40 – 2,0



Figura 4.21– Detalhe das faces tracionada e comprimida do pilar PFN 30 – 2,5

4.5 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO

Da Figura 4.22 à Figura 4.49 são apresentados os gráficos das deformações específicas do concreto na face comprimida de cada modelo. Os valores foram registrados através de extensômetros colados na superfície, conforme mostrado no Capítulo 3.

A cada passo de carga eram feitas as leituras das deformações. De posse desses dados, construíram-se os gráficos de Carga x Deformação para cada modelo. Os resultados da Série 1 encontram-se na Seção 4.5.1 e os da Série 2, na Seção 4.5.2.

4.5.1 Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm)

4.5.1.1 - Pilar PFN 00 – 2,0

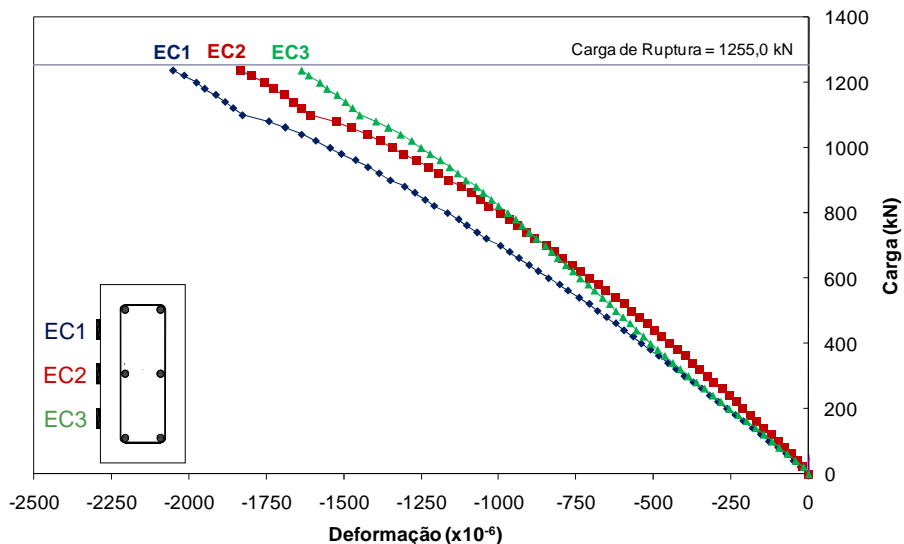


Figura 4.22 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,0

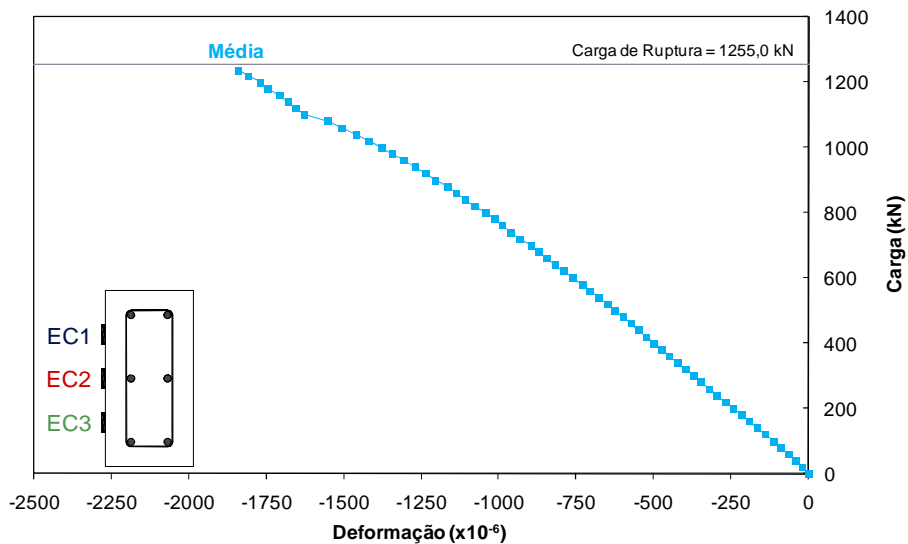


Figura 4.23 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,0

No ensaio do PFN 00 – 2,0 houve um problema com a bomba elétrica, que teve que ser substituída por um equipamento manual quando o experimento registrava um passo de carga de 1060 kN. Tal substituição ocorreu sem perda substancial de carga no experimento.

Os extensômetros do concreto apresentaram resultados coerentes, pouco dispersos em relação a uma média. Percebe-se um pequeno desvio no gráfico da Tensão x Deformação, para o carregamento correspondente ao da substituição da bomba.

No último registro de deformação, com o carregamento a um nível de 98,6% da carga última, a leitura média no concreto comprimido foi de 1,84 %.

4.5.1.2 - Pilar PFN 15 – 2,0

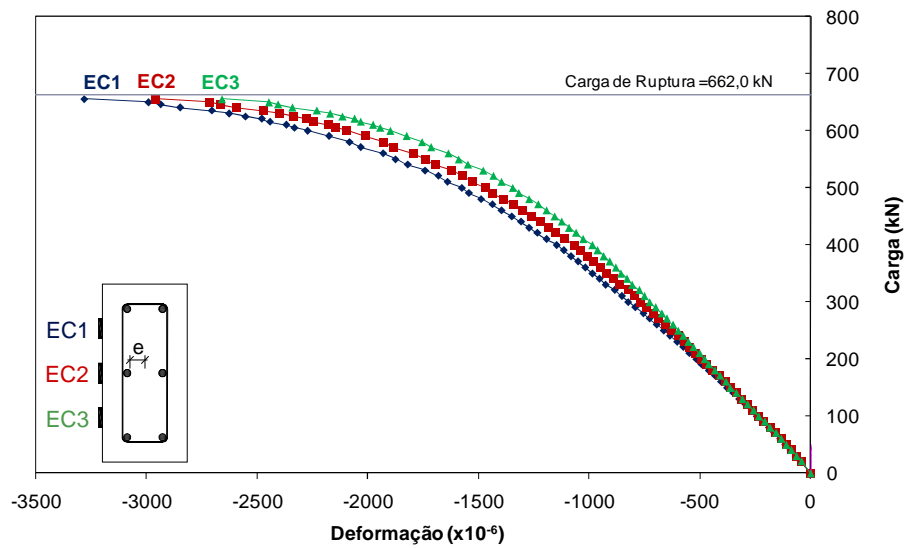


Figura 4.24 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,0

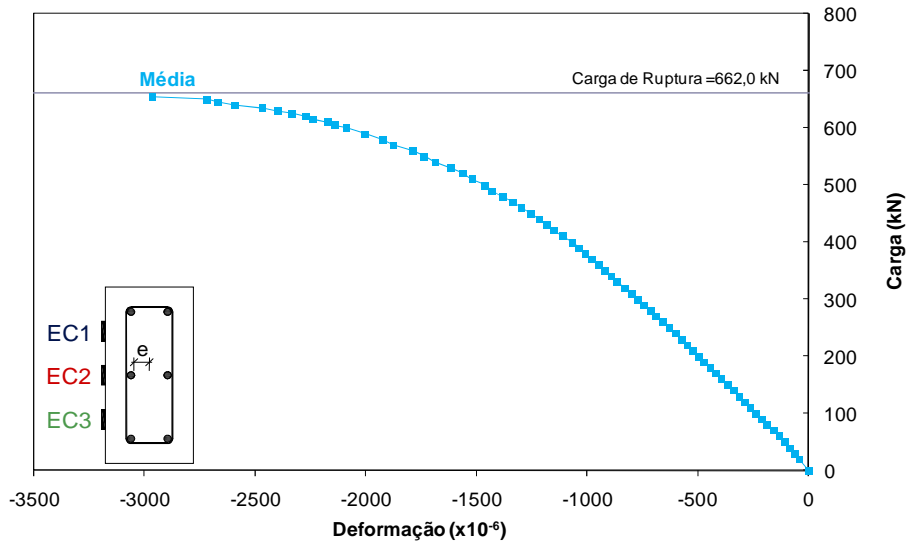


Figura 4.25 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,0

Constata-se na Figura 4.24 um excelente comportamento registrado pelos extensômetros do modelo PFN 15 – 2,0, com uma baixa dispersão dos resultados em relação a uma média. Nas proximidades da ruína, a 98,9% da carga última, o concreto apresentou uma deformação específica média de -3,00%. O modelo não apresentou fissuração no decorrer do ensaio.

4.5.1.3 - Pilar PFN 24 – 2,0

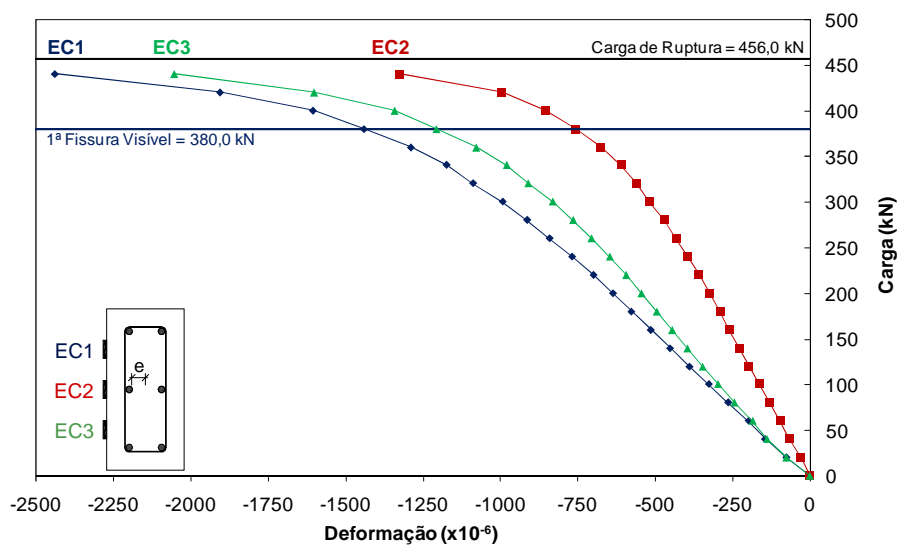


Figura 4.26 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,0

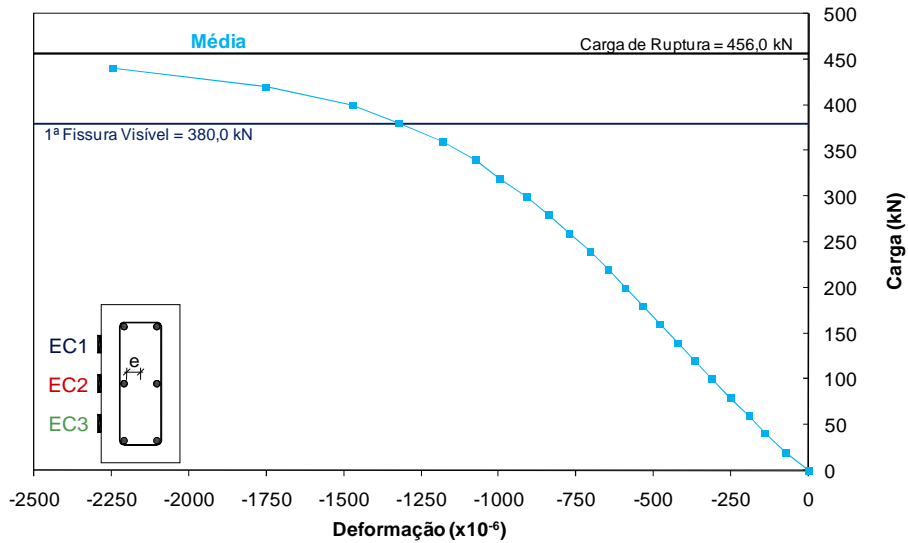


Figura 4.27 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,0

Nos resultados do modelo PFN 24 – 2,0, percebe-se uma incoerência nos valores registrados pelo EC2, que acusou deformações inferiores aos outros dois defletômetros, mesmo estando localizado entre eles na seção transversal. Com isso, a média das deformações na superfície do concreto foi tomada apenas pelas leituras do EC1 e EC3.

No decorrer do ensaio, as deformações apresentaram um comportamento linear, até as proximidades da constatação da primeira fissura visível, a 83,3% da carga última. A partir daí, o gráfico mostra um comportamento assintótico com a carga de ruptura. O último registro de deformação a 96,5% da carga última experimental apontou uma média de - 2,25‰.

4.5.1.4 - Pilar PFN 30 – 2,0

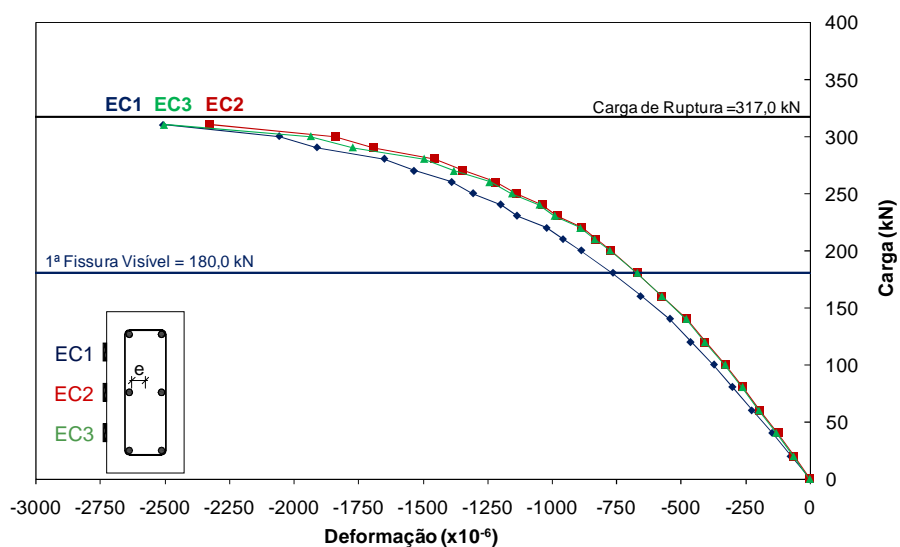


Figura 4.28 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,0

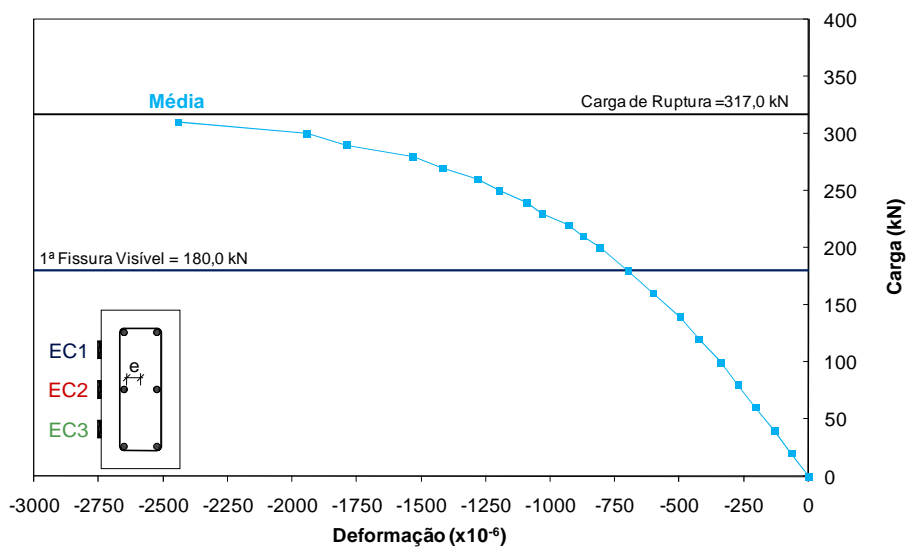


Figura 4.29 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,0

De acordo com os resultados do modelo PFN 30 – 2,0 (Figura 4.28), novamente constata-se um excelente comportamento com relação à baixa dispersão dos valores em relação a uma média. Os resultados de deformação da última leitura a 97,8% da carga de ruína do modelo, acusaram uma média de deformação de -2,44‰ do concreto comprimido.

4.5.1.5 - Pilar PFN 40 – 2,0

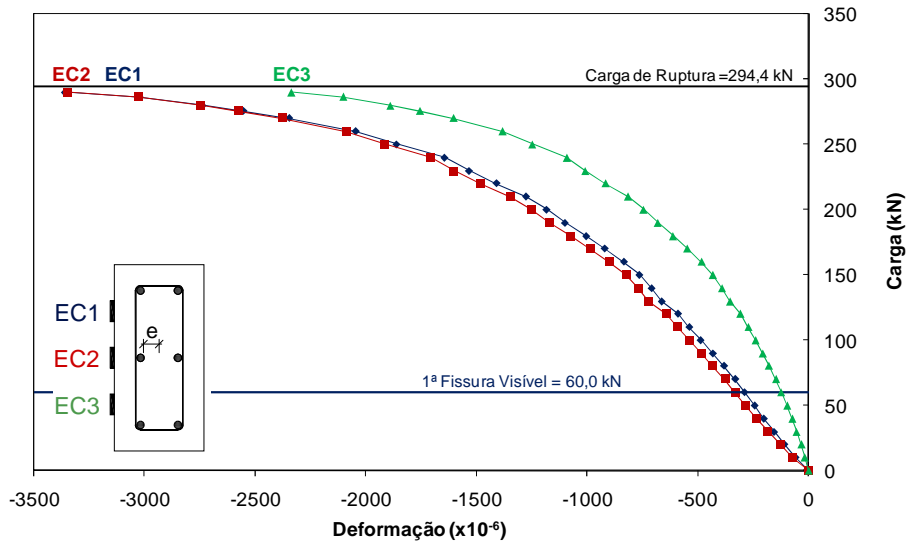


Figura 4.30 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,0

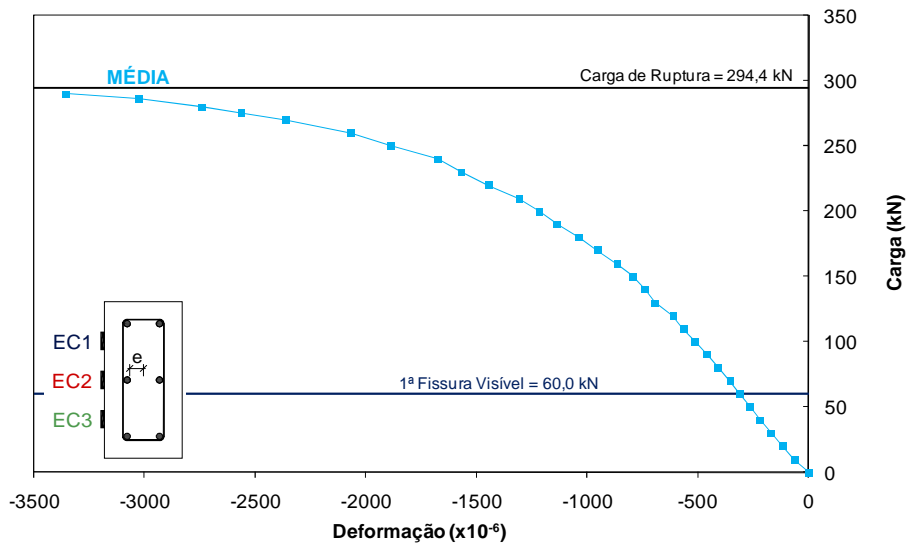


Figura 4.31 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,0

O comportamento do modelo PFN 40 – 2,0 foi representado por bons resultados exceto pelo extensômetro EC3, que registrou valores inferiores à média dos demais, sendo desprezado para o cálculo da deformação média da superfície do concreto. Na última leitura a 98,5% da carga de ruína, os extensômetros registraram uma deformação média em torno de -3,35%.

4.5.1.6 - Pilar PFN 50 – 2,0

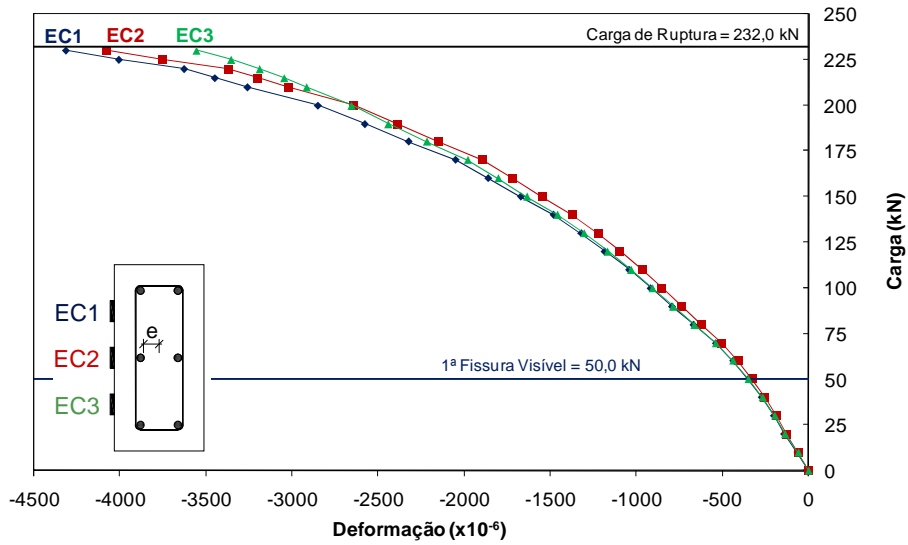


Figura 4.32 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,0

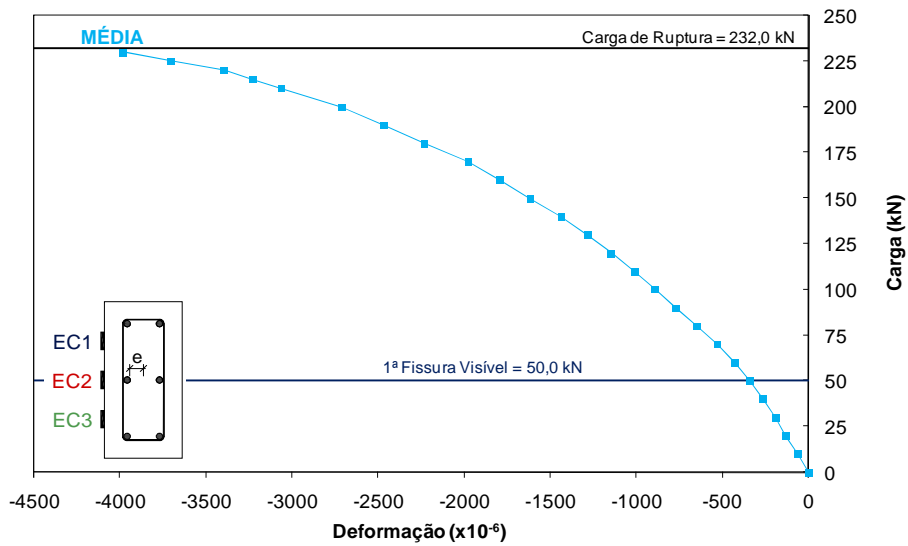


Figura 4.33 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,0

O Pilar PFN 50 – 2,0 apresentou excelentes resultados, com os três extensômetros trabalhando próximos da média com pequena dispersão, ficando evidente a mudança da inclinação do gráfico exatamente no surgimento da 1ª fissura. Nas proximidades da ruptura, 99,1% da carga última, o registro de deformação do concreto ficou em torno de - 3,98‰.

4.5.1.7 - Pilar PFN 60 – 2,0

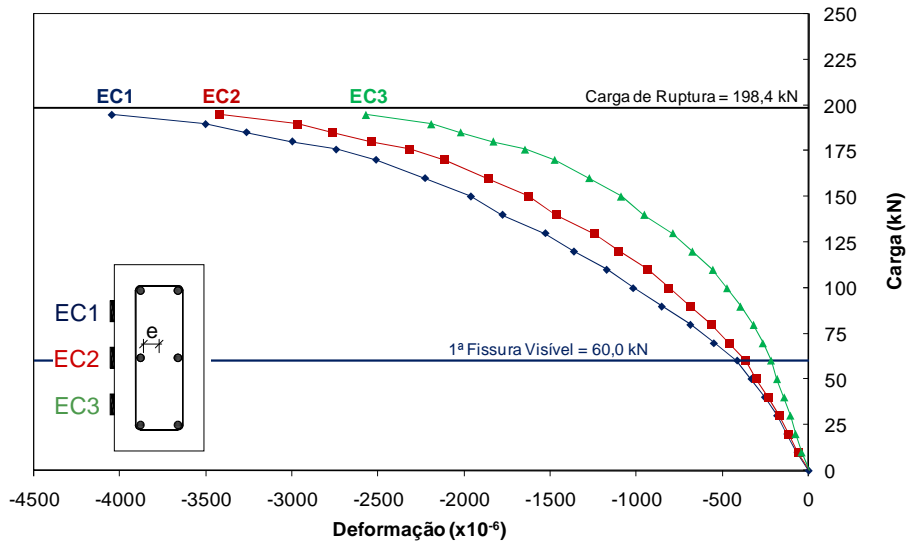


Figura 4.34 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,0

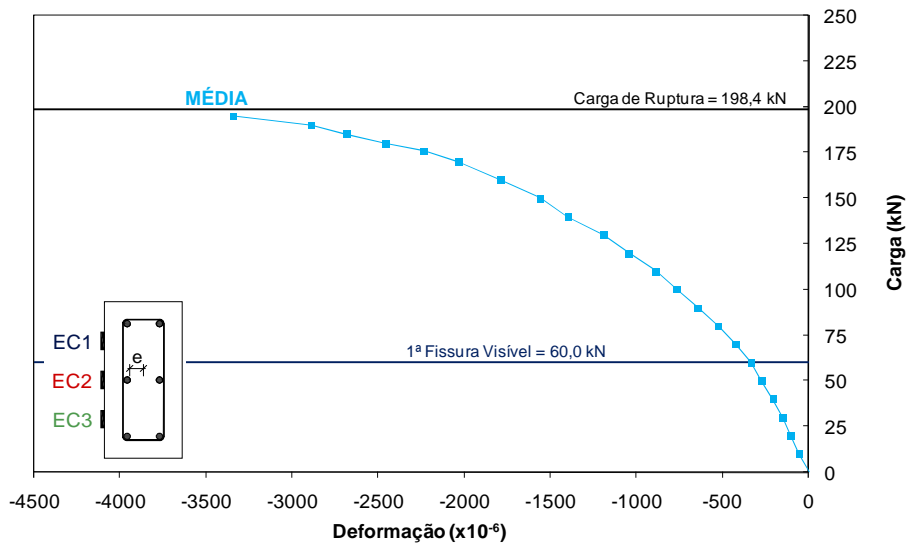


Figura 4.35 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,0

Novamente mostra-se evidente a linearidade do gráfico Tensão x Deformação apenas até o surgimento da primeira fissura no modelo PFN 60 – 2,0. As leituras apontam para uma deformação média do concreto em torno de -3,35 ‰ na última leitura antes da ruptura, a 98,3% da carga última.

4.5.2 Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm)

4.5.2.1 - Pilar PFN 00 – 2,5

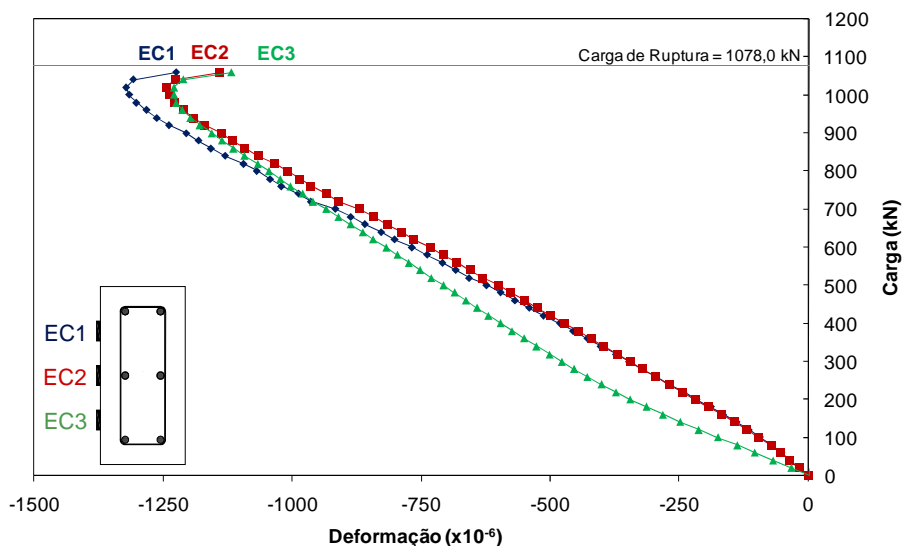


Figura 4.36 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,5

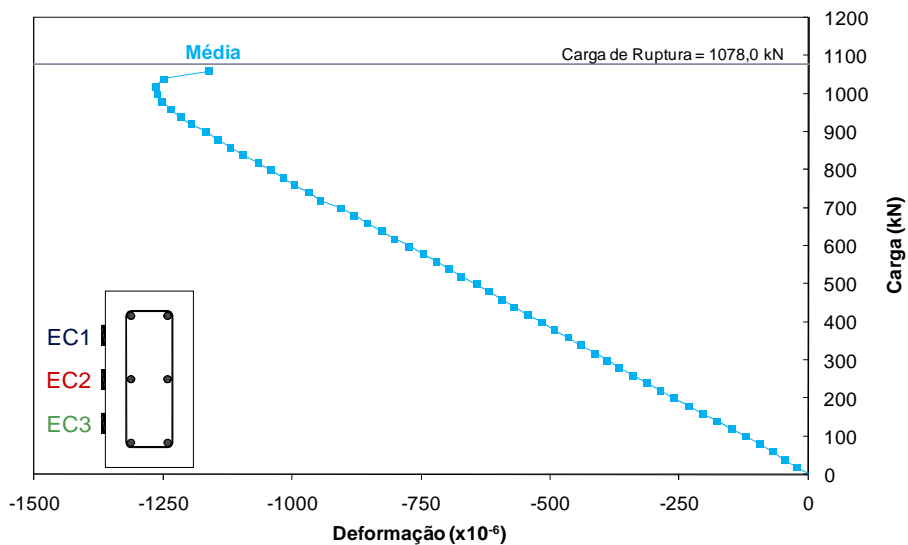


Figura 4.37 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 00 - 2,5

As deformações no concreto comprimido apresentadas para o PFN 00 – 2,5 tiveram um comportamento linear até as proximidades da ruína, para o carregamento de 950 kN, 88,1% da carga última. A partir dessa carga, houve uma tendência de inversão no comportamento e redução da compressão.

O valor máximo de deformação registrado no ensaio foi de -1,26‰ para a carga de 1000 kN. O último registro antes da ruptura foi de -1,16‰ correspondente ao carregamento de 1060 kN, 98,3% da carga ultima.

4.5.2.2 - Pilar PFN 15 – 2,5

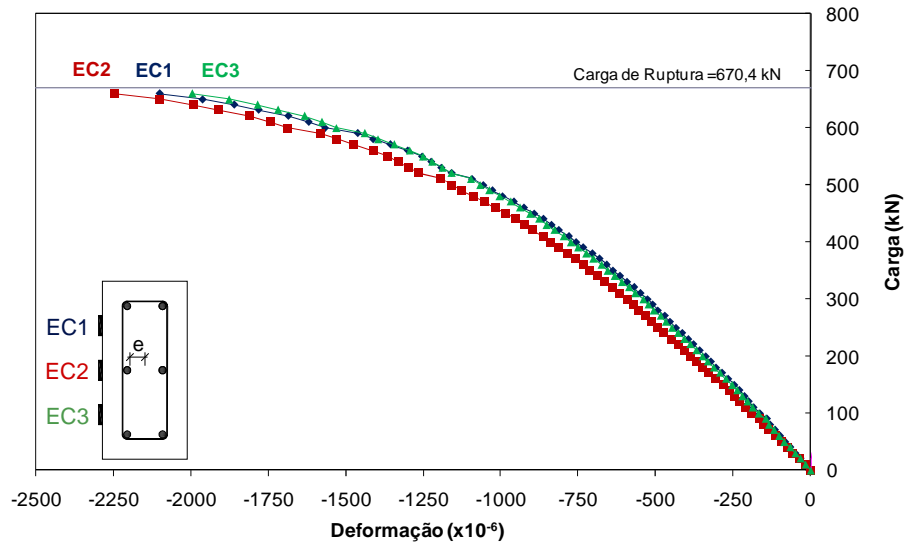


Figura 4.38 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,5

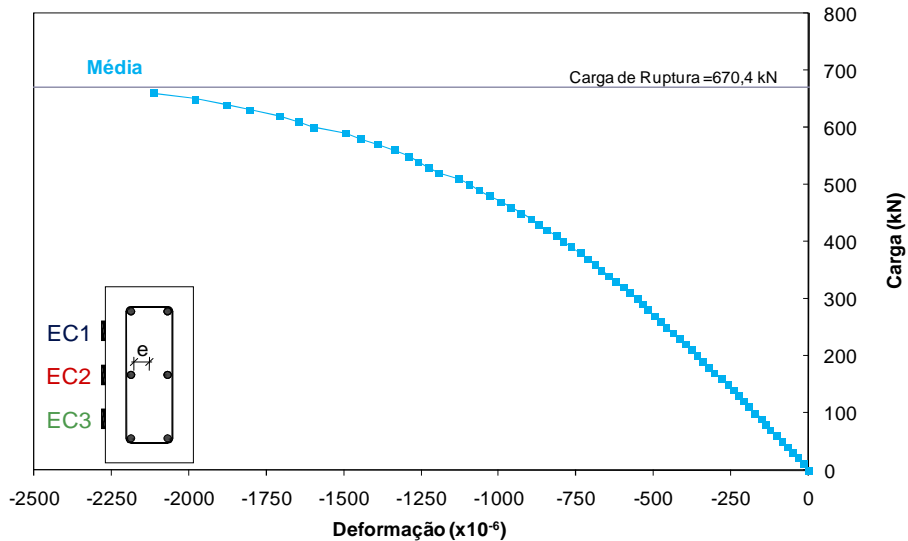


Figura 4.39 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 15 - 2,5

Para o modelo PFN 15 – 2,5, as leituras dos três extensômetros tiveram resultados compatíveis, com uma dispersão pequena em relação à média. A última leitura dos

extensômetros EC1, EC2 e EC3 acusou um valor médio de -2,1‰ para a carga de 98,4% da registrada como a de ruptura.

4.5.2.3 - Pilar PFN 24 – 2,5

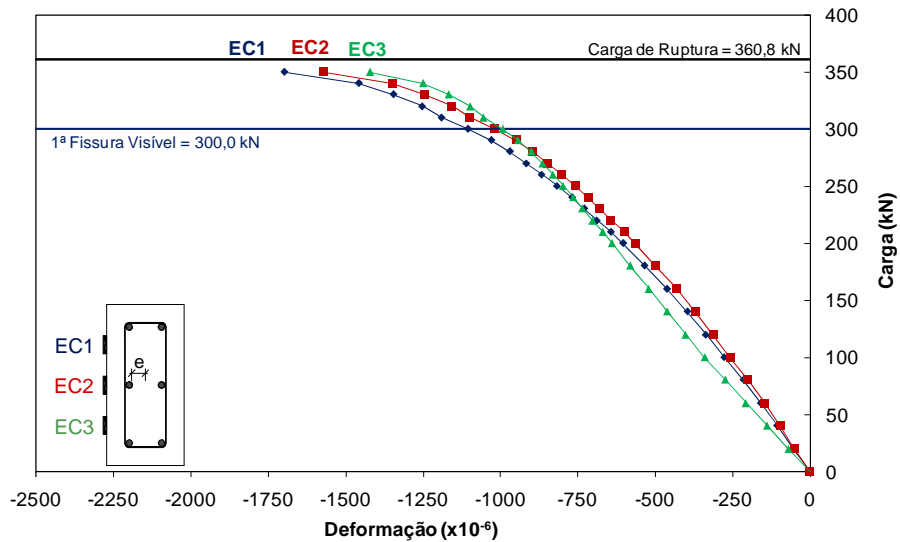


Figura 4.40 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,5

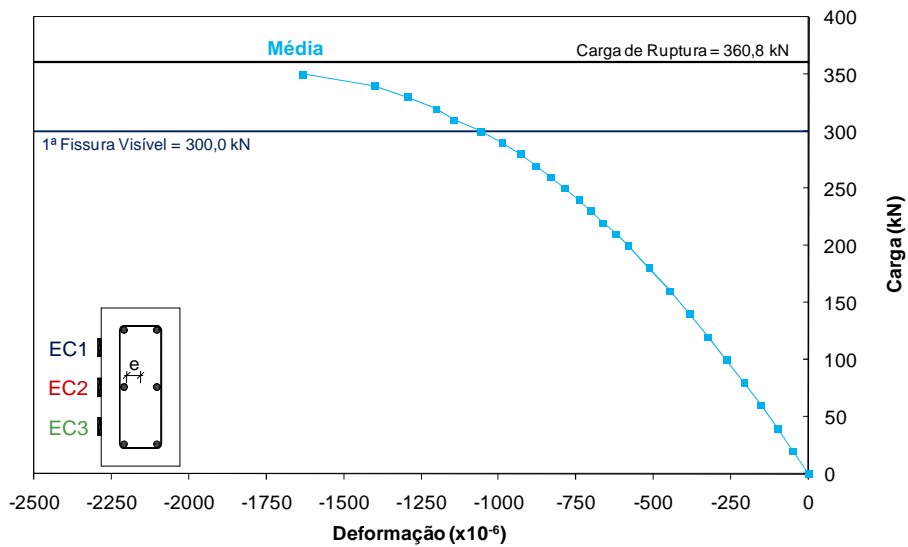


Figura 4.41 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 24 - 2,5

O gráfico do modelo PFN 24 – 2,5 teve um bom comportamento, com pouca discrepância dos resultados em relação à média. Na eminência da ruína, a 97,0% da carga última

experimental, os três extensômetros do concreto registraram valores cuja média foi de 1,63‰.

4.5.2.4 - Pilar PFN 30 – 2,5

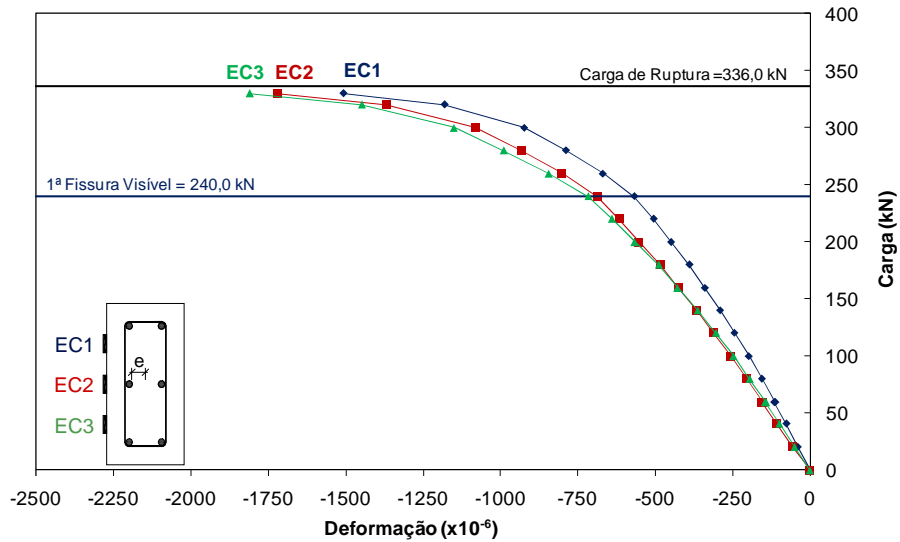


Figura 4.42 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,5

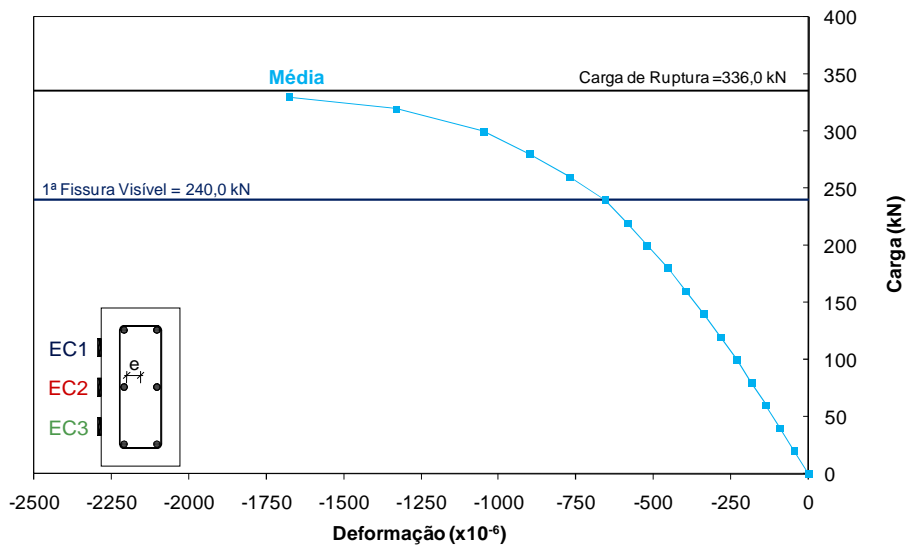


Figura 4.43 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 30 - 2,5

Os resultados do modelo PFN 30 – 2,5 foram adequados, evidenciando uma tendência linear até o momento da fissuração, a partir do qual o gráfico passa a seguir uma curva decorrente da preponderância das não linearidades física e geométrica no fenômeno. O

registro médio de deformação específica do concreto instantes antes da ruptura, 97,9% da carga última, foi de -1,68 ‰.

4.5.2.5 - Pilar PFN 40 – 2,5

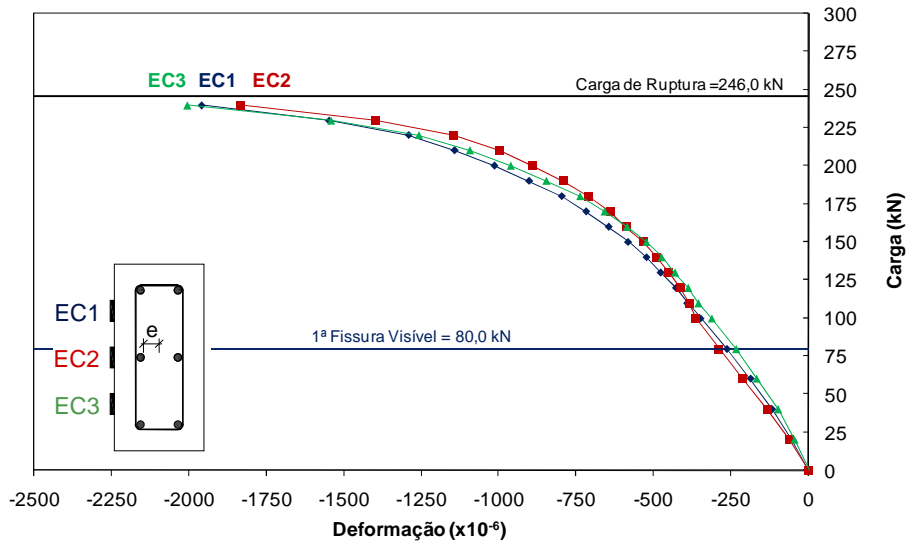


Figura 4.44 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,5

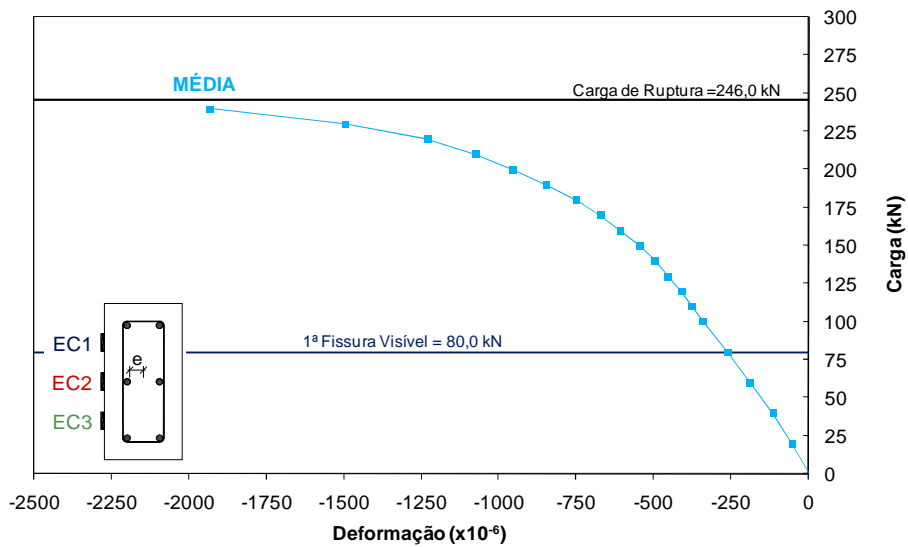


Figura 4.45 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 40 - 2,5

O modelo PFN 40 – 2,5 apresentou resultados de deformação do concreto com a média de -1,93 ‰ na ultima leitura a 97,6% da carga de ruína. O gráfico de Tensão x Deformação é

dividido em um patamar linear até a carga de fissuração e uma curva bem definida até a ruptura da peça.

4.5.2.6 - Pilar PFN 50 – 2,5

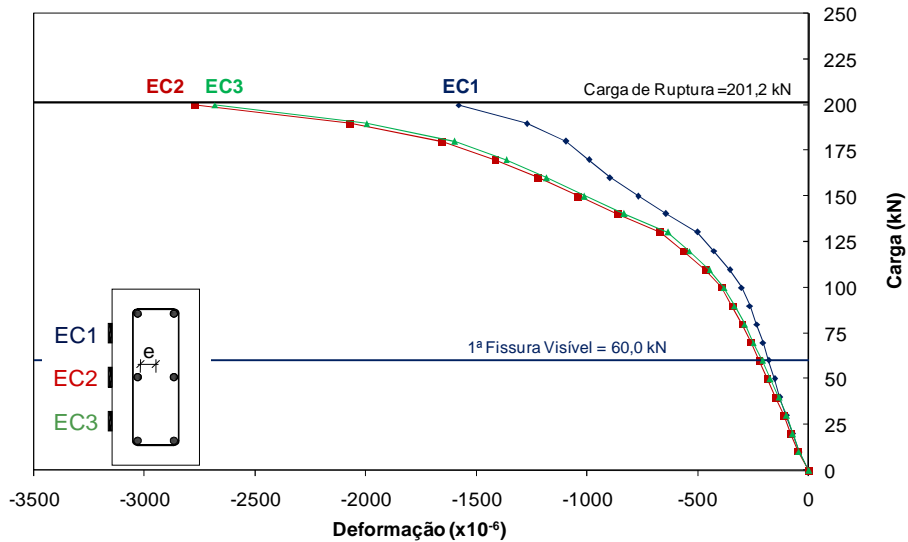


Figura 4.46 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,5

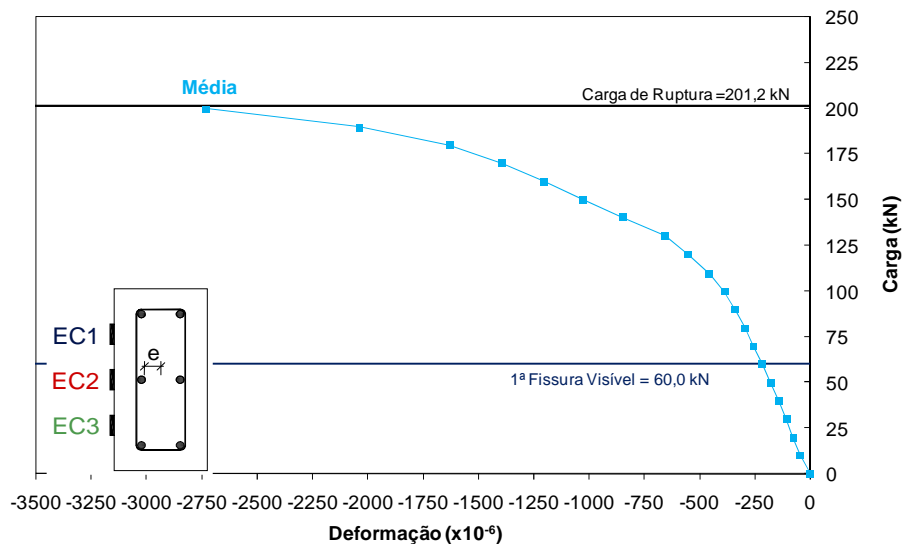


Figura 4.47 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 50 - 2,5

O modelo PFN 50 – 2,5 apresentou resultados satisfatórios, entretanto as leituras registradas pelo extensômetro EC1 mostrou valores inferiores à média dos demais, o que levou a despezá-los no cálculo da deformação média do concreto. Na leitura que

antecedeu a ruína da peça, a 99,4% da carga última, os extensômetros registraram uma média de -2,73 ‰.

4.5.2.7 - Pilar PFN 60 – 2,5

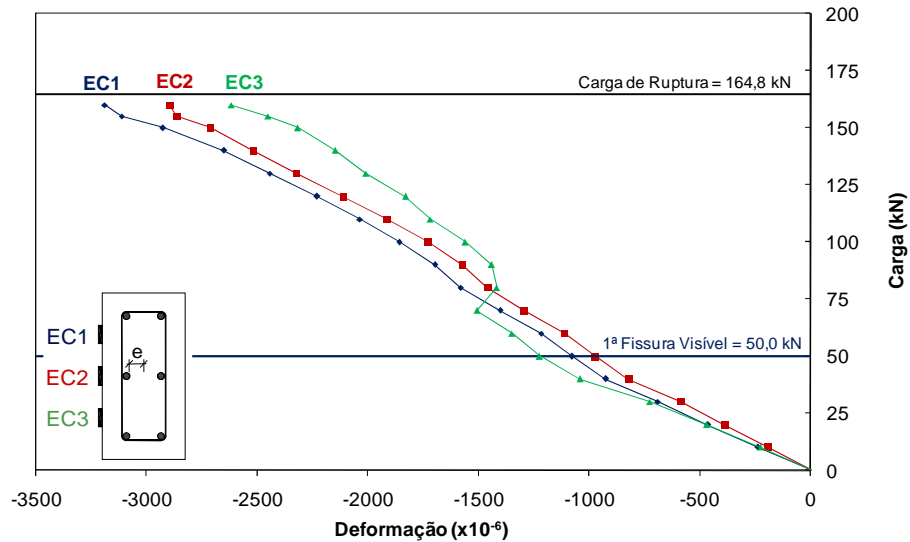


Figura 4.48 - Carga x Deformação Específica do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,5

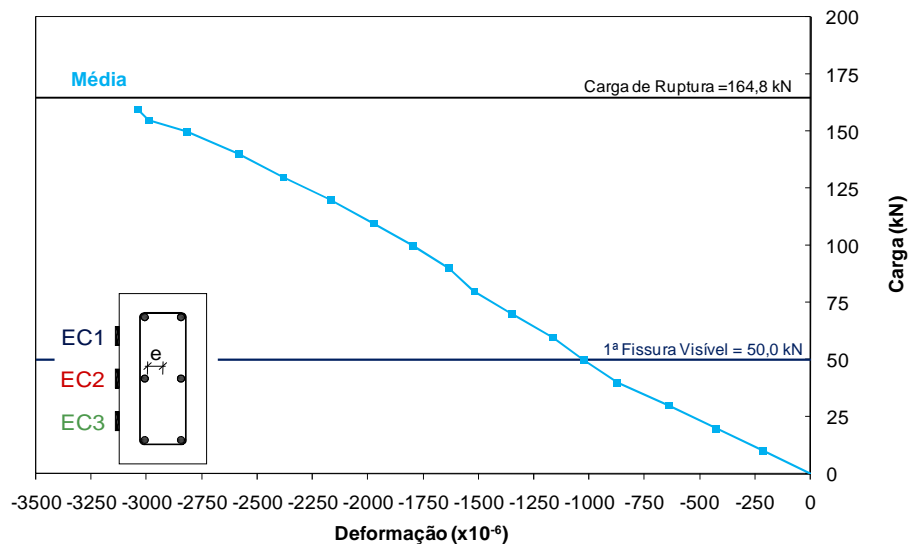


Figura 4.49 - Carga x Deformação Específica Média do Concreto - Modelo PFN 60 - 2,5

O pilar PFN 60 – 2,5 teve o resultado de dois extensômetros EC1 e EC2 com comportamentos similares, apresentando um gráfico que se manteve linear durante todo o ensaio, o que não é o esperado, além de um valor de -3,0 ‰ no último registro antes da

ruína da peça. Os dados do extensômetro EC3 não foram satisfatórios, por apresentar uma tendência diferente da esperada, com uma regressão numa das leituras durante o ensaio. Tais resultados foram desprezados no cálculo da média das deformações no concreto.

4.6 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DAS AMADURAS LONGITUDINAIS

A cada incremento da carga, foram registrados os valores da deformação de todas as barras da armadura longitudinal no comprimento médio dos modelos conforme mostrado no Capítulo 3. Foram construídos gráficos para indicar o comportamento das barras de acordo com o carregamento.

A convenção adotada para o sinal das deformações foi de negativa para compressão e positiva para tração. Convencionou-se também designar como face C, a face correspondente à direção da excentricidade, e face T a face oposta a C.

Os extensômetros seguem uma numeração de 1 a 6. Para os modelos em que se aplicou o carregamento excêntrico, os extensômetros ímpares (1, 3 e 5) correspondem à face mais comprimida, já os extensômetros pares (2, 4, e 6) correspondem à face menos comprimida ou tracionada, a depender da sollicitação. A Seção 4.6.1 corresponde aos resultados da Série 1, já a Seção 4.6.2, apresenta os resultados da Série 2.

4.6.1 Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm)

4.6.1.1 - Pilar PFN 00 – 2,0

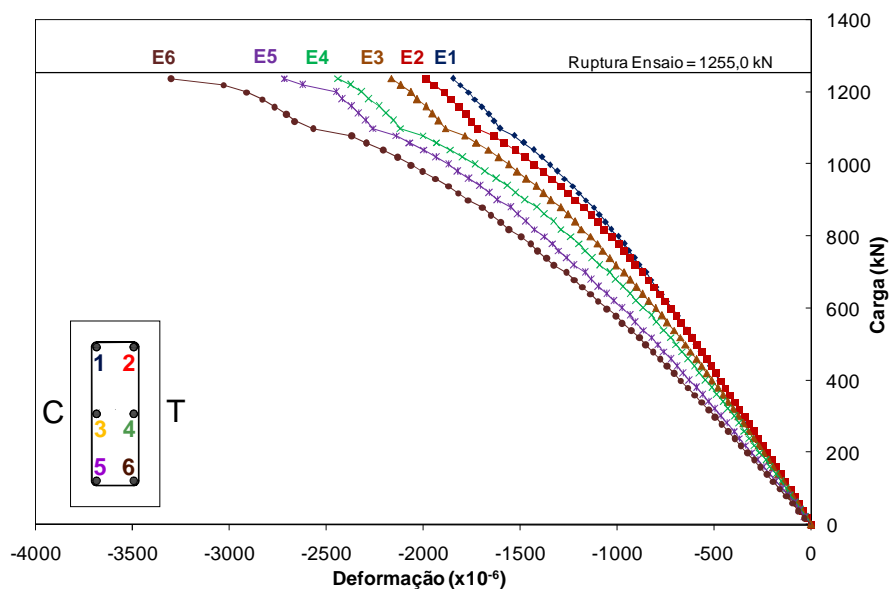


Figura 4.50 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 00 - 2,0

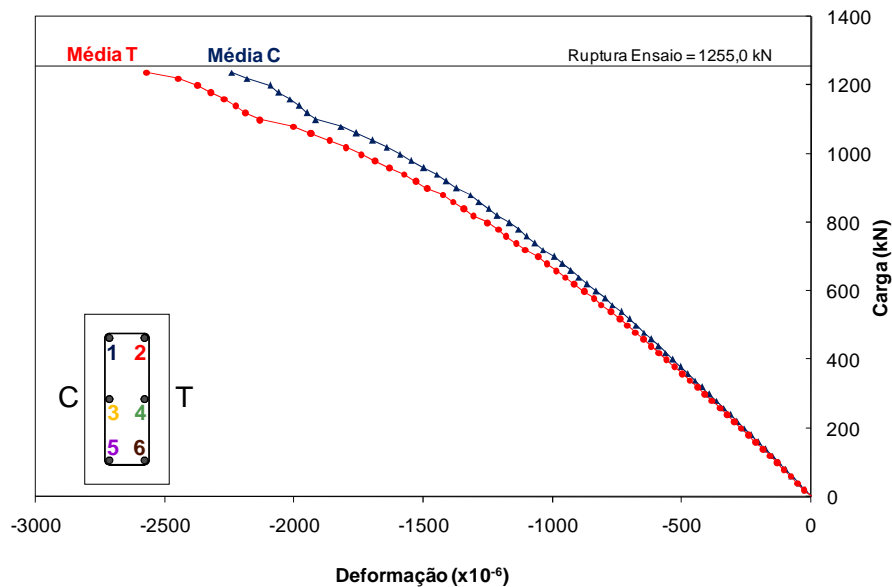


Figura 4.51 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 00 - 2,0

Durante o ensaio do modelo PFN 00 – 2,0, ocorreu um problema com a bomba elétrica quando o carregamento registrava 1060 kN. O equipamento teve que ser substituído sem

que houvesse perda substancial da carga aplicada. Com a substituição da bomba por uma manual, concluiu-se o experimento sem o comprometimento dos registros do ensaio.

Com relação aos dados de deformação, percebe-se uma pequena diferença entre os registros das armaduras de uma face mais comprimida para a outra menos comprimida. Tal diferença é atribuída a uma centralização ineficiente do modelo no pórtico. No último registro de deformação, a cerca de 98,6% da carga ultima experimental, a média das armaduras menos comprimidas correspondia a um valor de -2,24 ‰ enquanto as mais comprimidas registraram -2,57‰. Numa razão de 0,87 entre os registros nas duas camadas.

4.6.1.2 - Pilar PFN 15 – 2,0

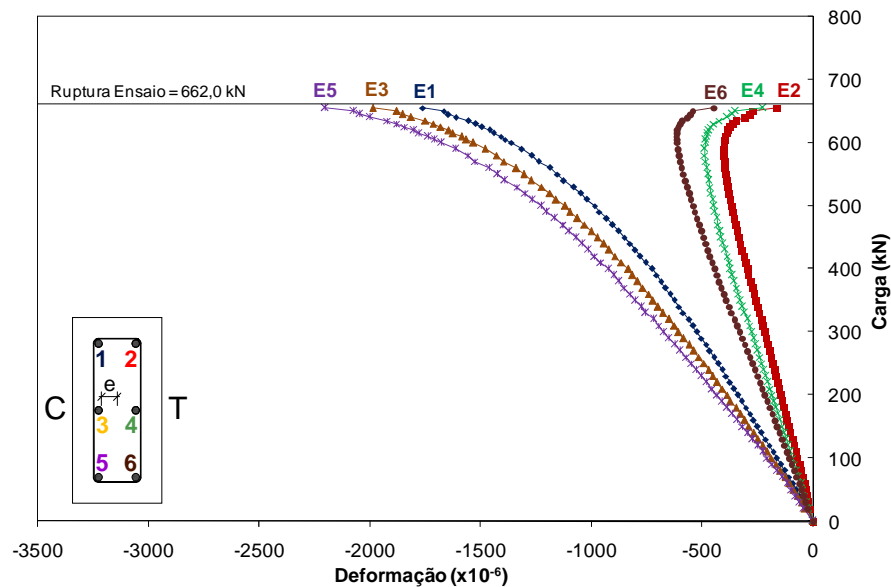


Figura 4.52 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 15 - 2,0

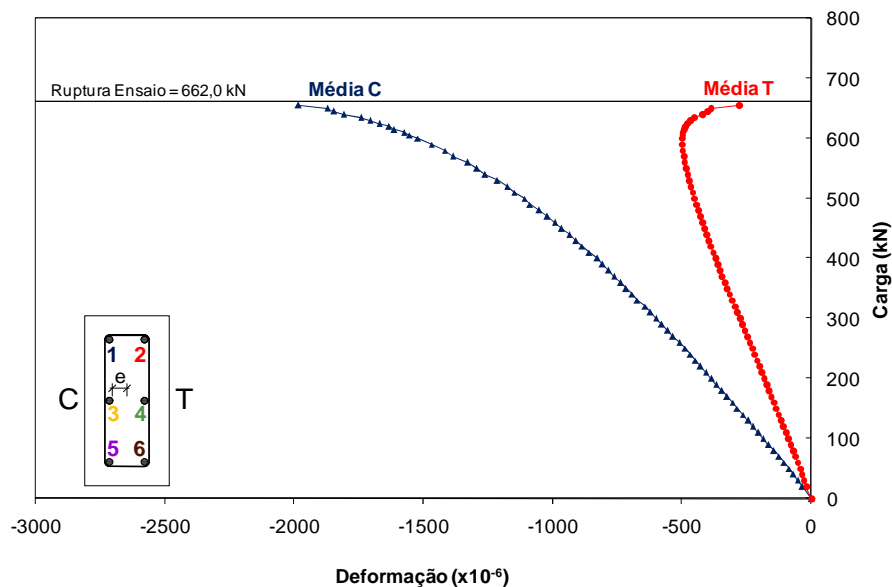


Figura 4.53 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 15 - 2,0

No ensaio do pilar PFN 15 – 2,0 observa-se que as duas camadas de armaduras mantiveram-se comprimidas durante todo o experimento, porém com uma diferença apreciável entre os valores da cada uma, o que caracteriza um comportamento de flexo-compressão com pequena excentricidade.

O último registro de deformação obtido no ensaio correspondeu a 98,9% da carga última. Para a armadura mais comprimida, a média das deformações próximas da ruína foi de -1,98%, enquanto a armadura menos comprimida registrou o valor -0,28%.

4.6.1.3 - Pilar PFN 24 – 2,0

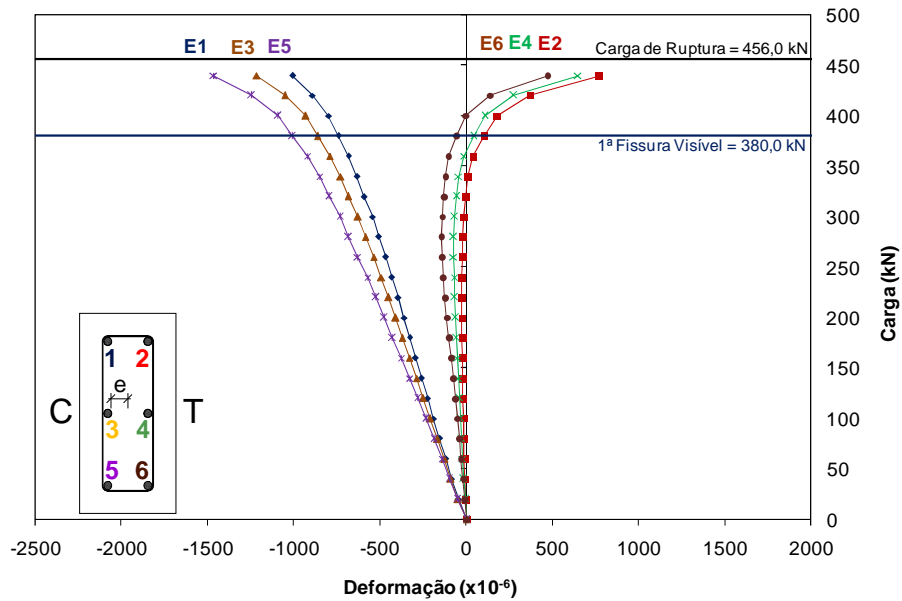


Figura 4.54 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 24 - 2,0

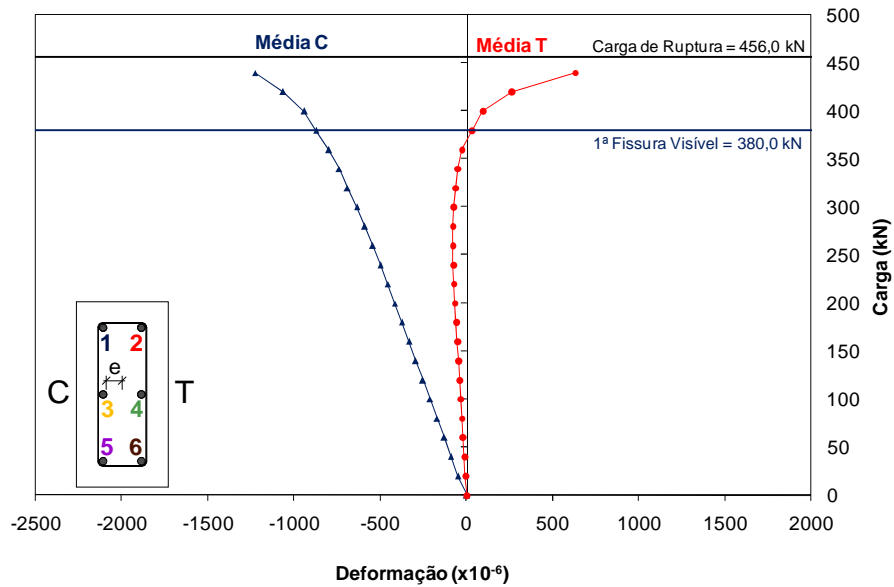


Figura 4.55 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 24 - 2,0

Todos os extensômetros do PFN 24 – 2,0 apresentaram um comportamento coerente, com uma baixa dispersão em relação a uma média. Durante uma parte do ensaio, ambas as camadas de armadura permaneceram comprimidas, porém com uma grande diferença entre elas. No decorrer do experimento, houve uma inversão no comportamento da armadura menos comprimida, que passou a tracionar instantes antes da fissuração do modelo, a 83,3% da carga última.

Na leitura que antecedeu a carga ultima, o registro médio das armaduras comprimidas era de -1,23‰, enquanto as tracionadas registraram 0,63‰.

4.6.1.4 - Pilar PFN 30 – 2,0

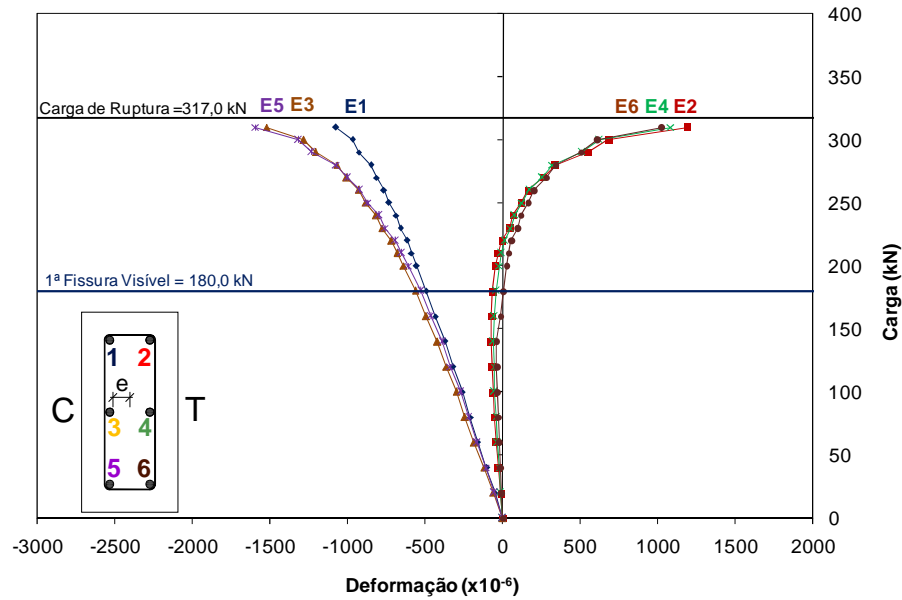


Figura 4.56 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 30 - 2,0

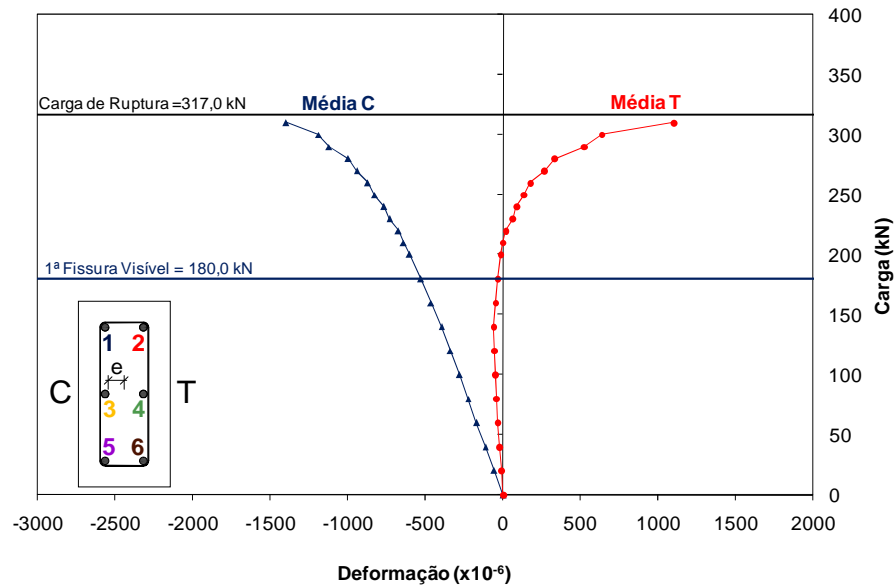


Figura 4.57 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 30 - 2,0

No ensaio do PFN 30 – 2,0 também foram observados excelentes resultados com todos os extensômetros registrando valores com baixa dispersão em relação à média. Os extensômetros E2, E4 e E6 acusaram numa parte do ensaio deformações de compressão,

porém com valores muito baixos, não chegando a ultrapassar $-0,08\%$. Percebe-se uma inversão em tal comportamento logo após a fissuração, a $56,8\%$ da carga última, a partir da qual a armadura começou a tracionar.

Na última leitura, a $97,8\%$ da carga de ruína, a média das armaduras tracionadas registrou um valor de $1,01\%$, enquanto as armaduras comprimidas apresentaram um valor médio de aproximadamente $-1,40\%$.

4.6.1.5 - Pilar PFN 40 – 2,0

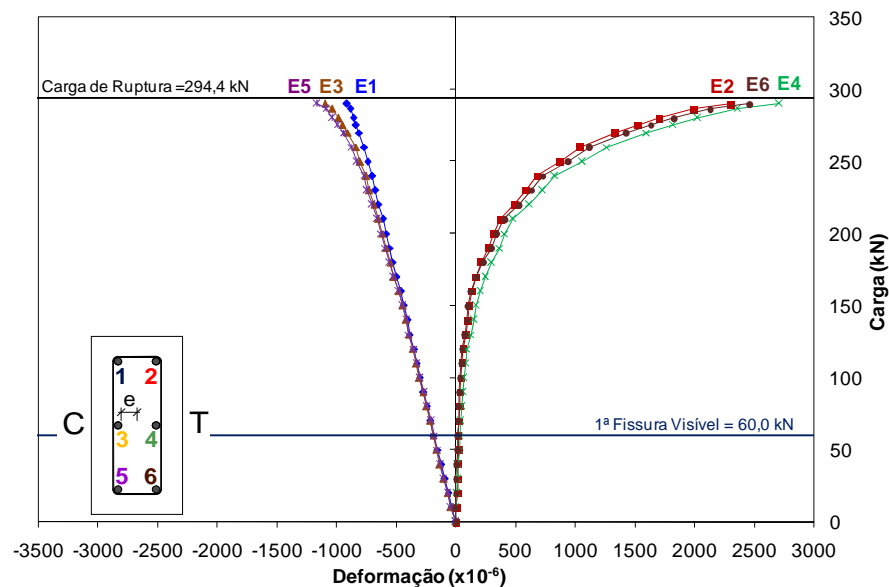


Figura 4.58 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 40 - 2,0

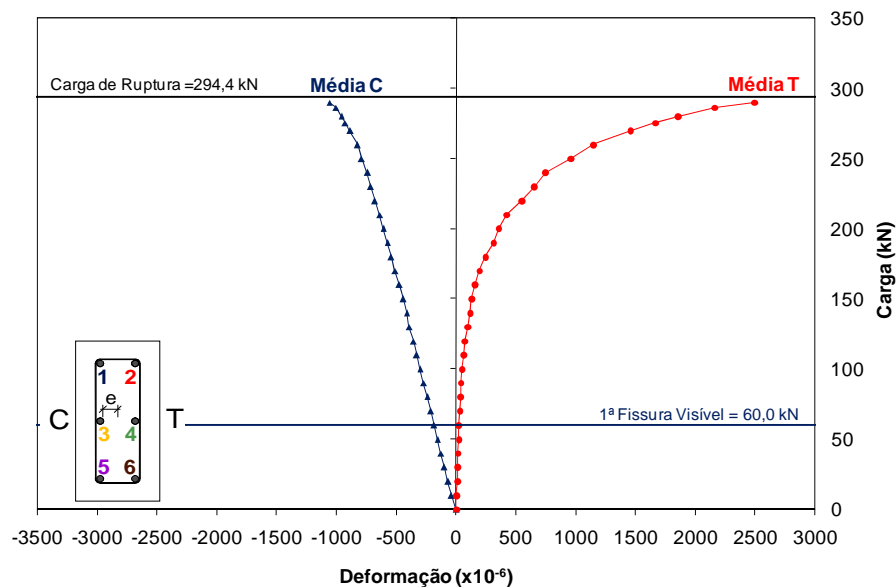


Figura 4.59 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 40 - 2,0

O comportamento do pilar PFN 40 – 2,0 foi típico de flexo-compressão com grande excentricidade, com os extensômetros E2, E4 e E6 mantendo-se tracionados durante todo o experimento. Os resultados também para esse ensaio mostraram-se coerentes e pouco dispersos da média.

Na Figura 4.59 constata-se também um comportamento da deformação na armadura comprimida com relação à carga de modo linear, perturbado apenas para patamares do carregamento próximos à ruína da peça. Na armadura tracionada, entretanto, o comportamento foi diferente, caracterizado por uma curva bem definida a partir dos primeiros registros após a fissuração.

Na última leitura das deformações sob a carga de 290 kN, 98,5% da carga última, os extensômetros comprimidos registraram uma média de deformação de -1,06%, enquanto os tracionados registraram 2,49%.

4.6.1.6 - Pilar PFN 50 – 2,0

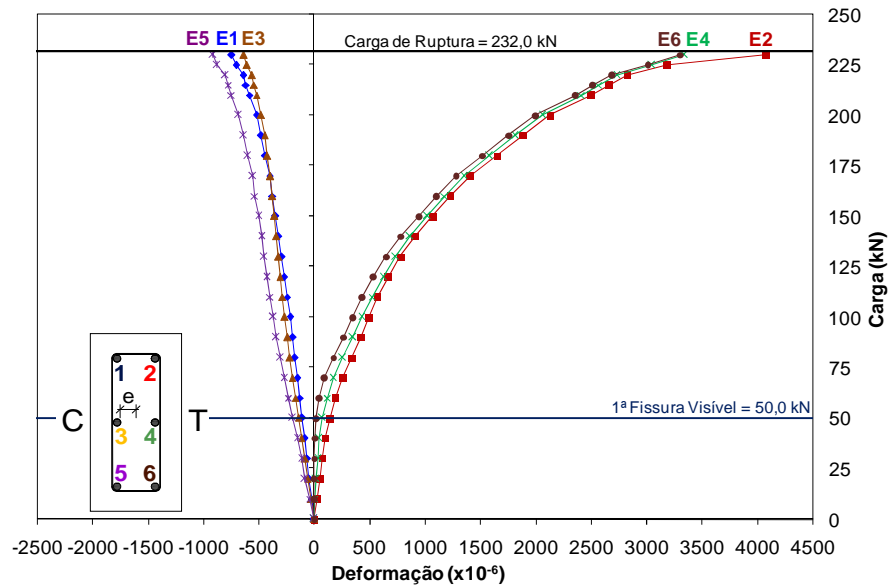


Figura 4.60 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 50 - 2,0

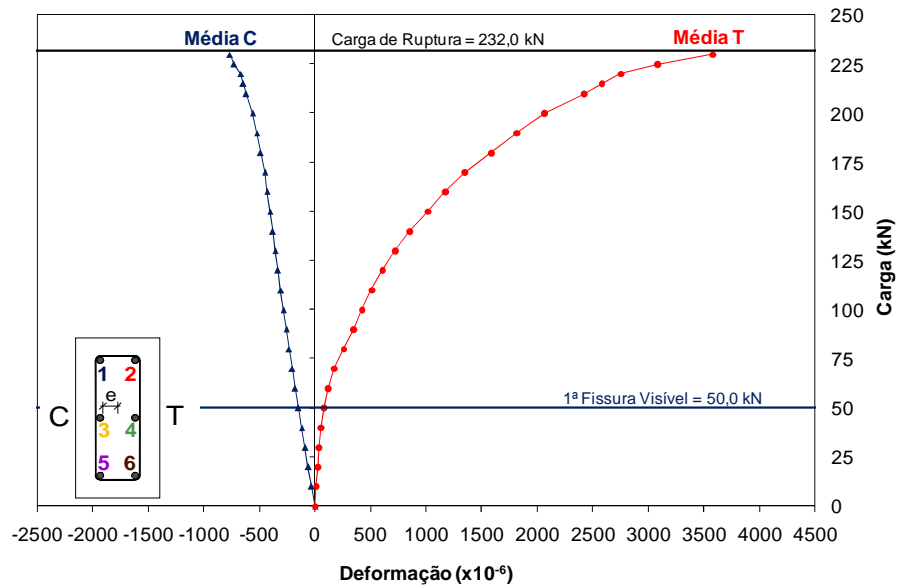


Figura 4.61 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 50 - 2,0

O PFN 50 – 2,0 também apresentou nos registros dos seus extensômetros, valores coerentes com uma média. Novamente as deformações na camada de armadura tracionada foram significativamente superiores às da armadura comprimida, sobretudo após a fissuração, a partir da qual, o gráfico das armaduras tracionadas apresenta uma curva bem mais acentuada, obtendo a 99,1% da ruína da peça registros de 3,57‰, enquanto a compressão média não passou de -0,76‰.

4.6.1.7 - Pilar PFN 60 – 2,0

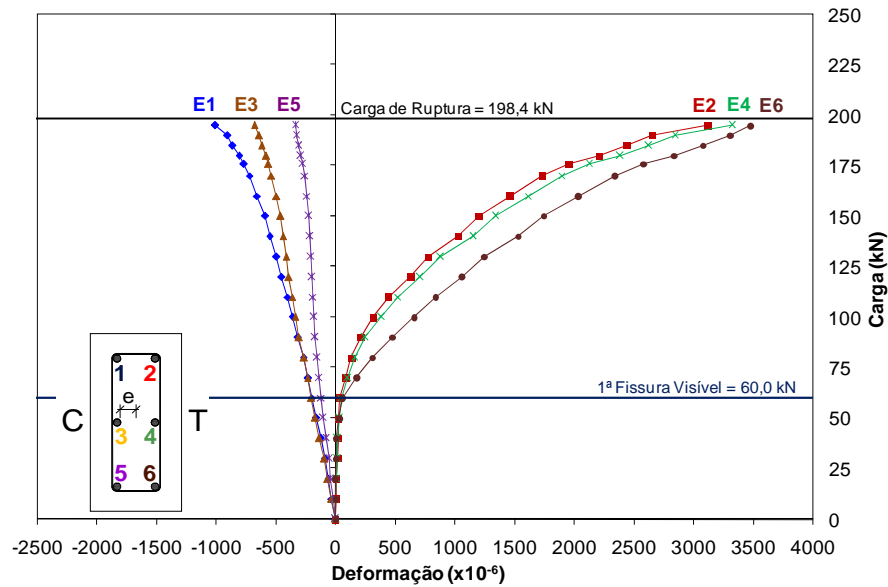


Figura 4.62 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 60 - 2,0

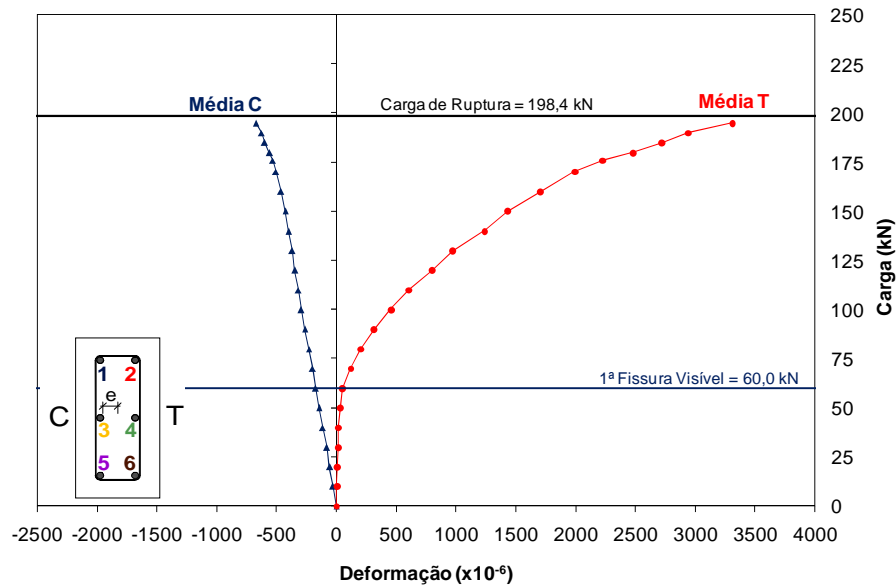


Figura 4.63 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 60 - 2,0

O Modelo PFN 60 – 2,0, por ser o pilar submetido à maior excentricidade e conseqüentemente, maiores valores de momento, teve no registro das deformações, uma mudança na inclinação mais evidente no gráfico das armaduras tracionadas no momento da fissuração. Todos os extensômetros funcionaram de maneira coerente, e o registro médio no instante antes da ruptura foi de 3,31% na tração e -0,67% para as barras comprimidas.

4.6.2 Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm)

4.6.2.1 - Pilar PFN 00 – 2,5

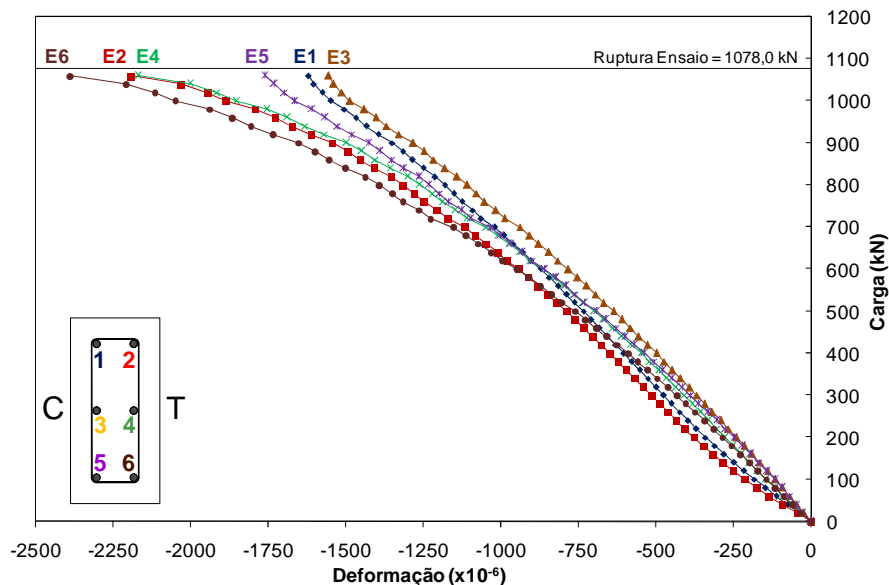


Figura 4.64 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 00 - 2,5

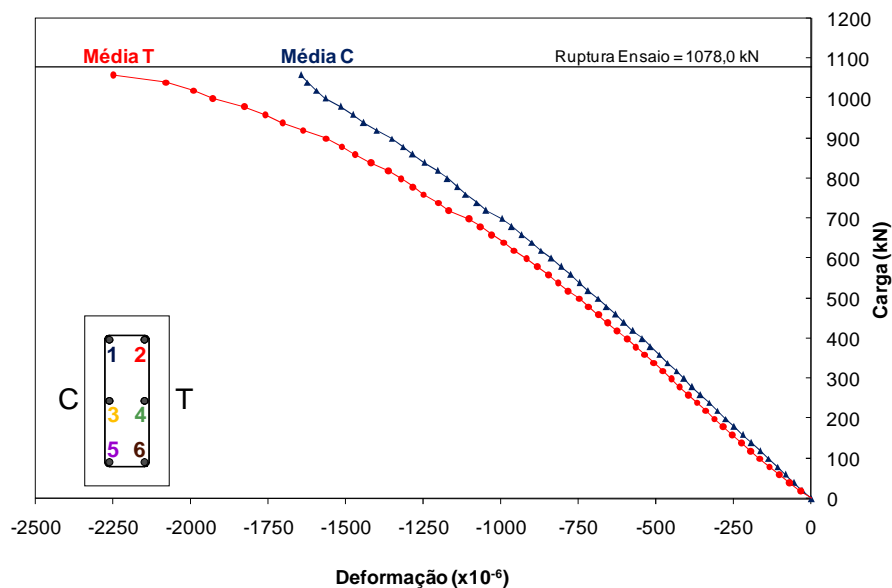


Figura 4.65 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 00 - 2,5

O modelo PFN 00 – 2,0 teve toda a sua seção transversal comprimida de maneira homogênea durante todo o experimento, apresentando apenas uma pequena diferença entre os extensômetros de uma das faces em relação à outra nas proximidades da ruína, a partir do carregamento de 950 kN, equivalente a 88,1% da carga última. Tal comportamento

evidencia a precisão do ensaio no que diz respeito ao posicionamento da carga e à geometria da peça.

O último registro de deformação das armaduras ocorreu para um carregamento de 1060,0 kN, 98,3% da carga ultima. A deformação média da camada de armadura menos comprimida foi de -1,65‰, enquanto o da armadura mais comprimida foi de -2,25‰.

4.6.2.2 - Pilar PFN 15 – 2,5

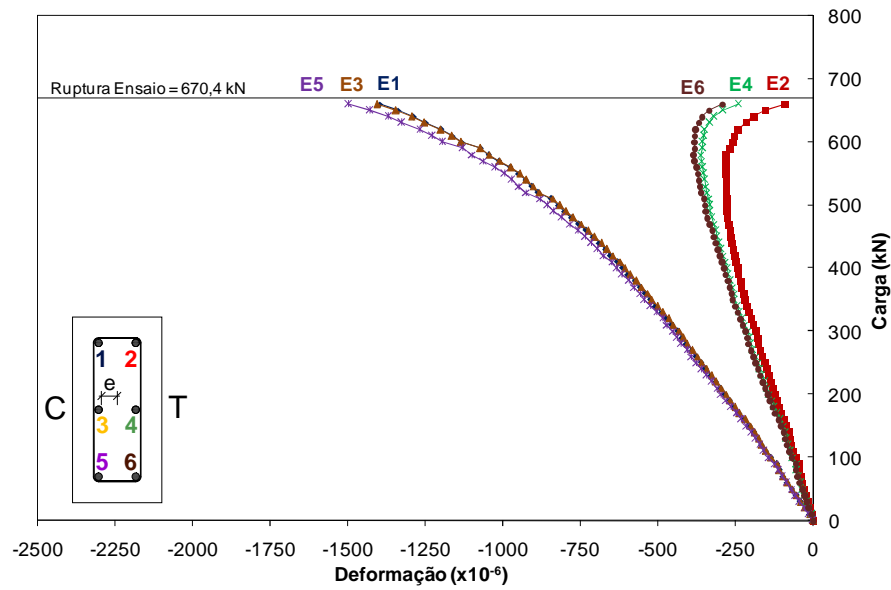


Figura 4.66 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 15 - 2,5

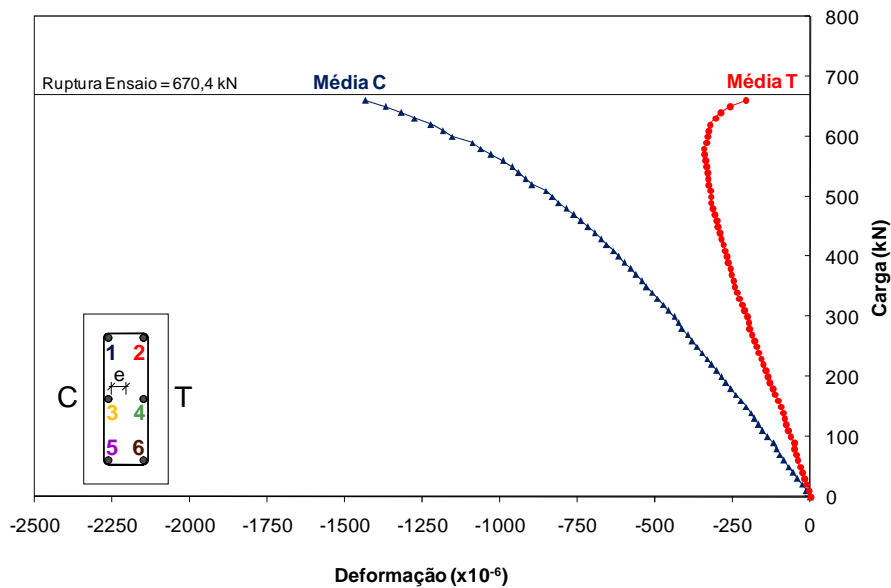


Figura 4.67 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 15 - 2,5

No Modelo PFN 15 – 2,5 as duas camadas de armadura registraram valores de compressão durante todo o experimento. Pôde-se constatar uma diferença entre os registros das duas camadas, estando as deformações na armadura mais comprimida cerca de duas vezes o valor da menos comprimida até a 350 kN, cerca de 52% da carga última.

No final do ensaio, houve uma tendência de inversão na curva referente aos valores da armadura menos comprimida, entretanto, não se chegou a registrar valores de tração. À medida que ocorria a redução nas deformações da armadura menos comprimida, o gráfico referente à camada de armadura mais comprimida aumentava sua inclinação.

Na última leitura a 98,4% da carga de ruína da peça, a média dos registros de deformação era -1,43‰ numa das camadas enquanto a outra registrava -0,21‰.

4.6.2.3 - Pilar PFN 24 – 2,5

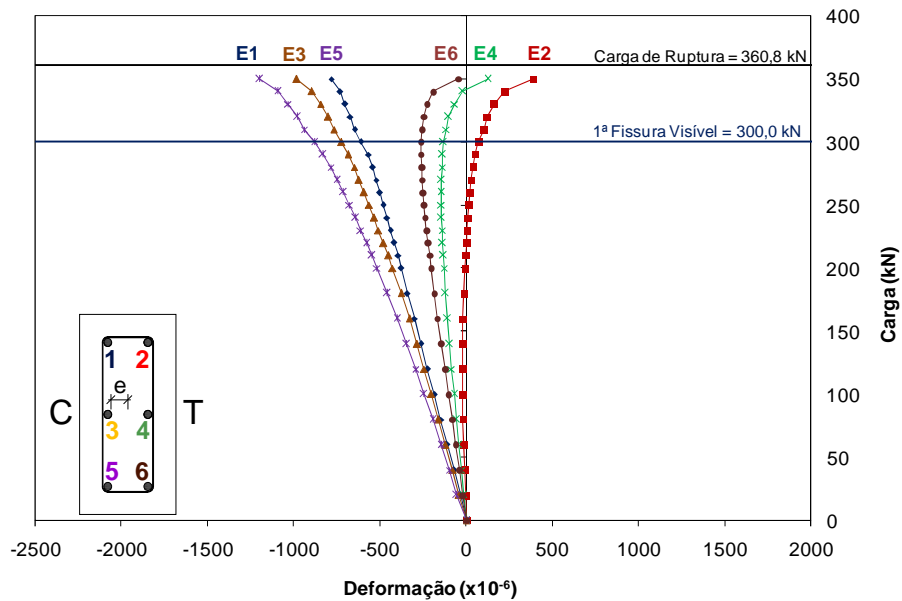


Figura 4.68 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 24 - 2,5

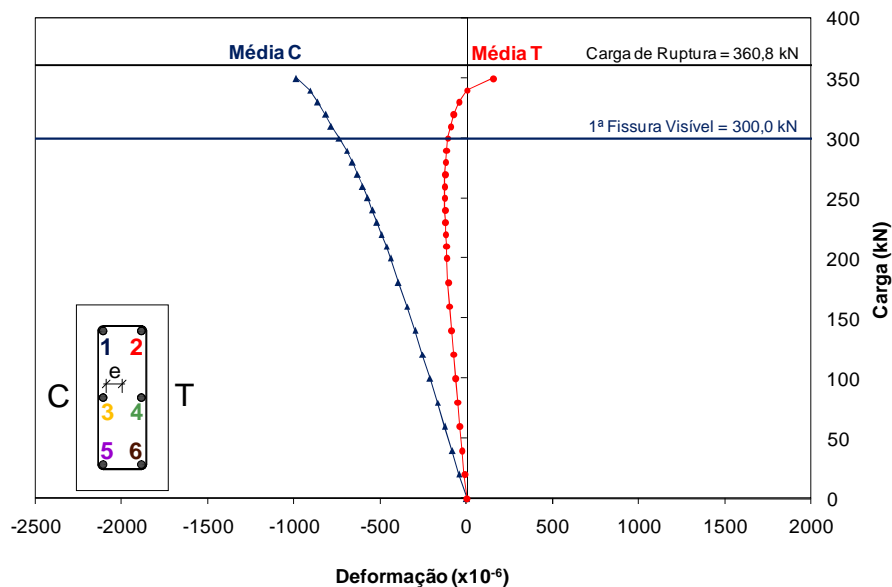


Figura 4.69 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 24 - 2,5

Todos os extensômetros das armaduras do PFN 24 – 2,5 funcionaram regularmente mostrando resultados bem definidos, com pouca dispersão em relação à média. Uma das camadas de armadura esteve sob compressão durante todo o experimento enquanto a outra permaneceu 94,2% do carregamento comprimida, invertendo o sinal da deformação próximo à ruptura.

O ultimo registro de deformação, a 97% da carga última, acusou como média da armadura comprimida -0,99%, e para a armadura tracionada 0,15%.

4.6.2.4 - Pilar PFN 30 – 2,5

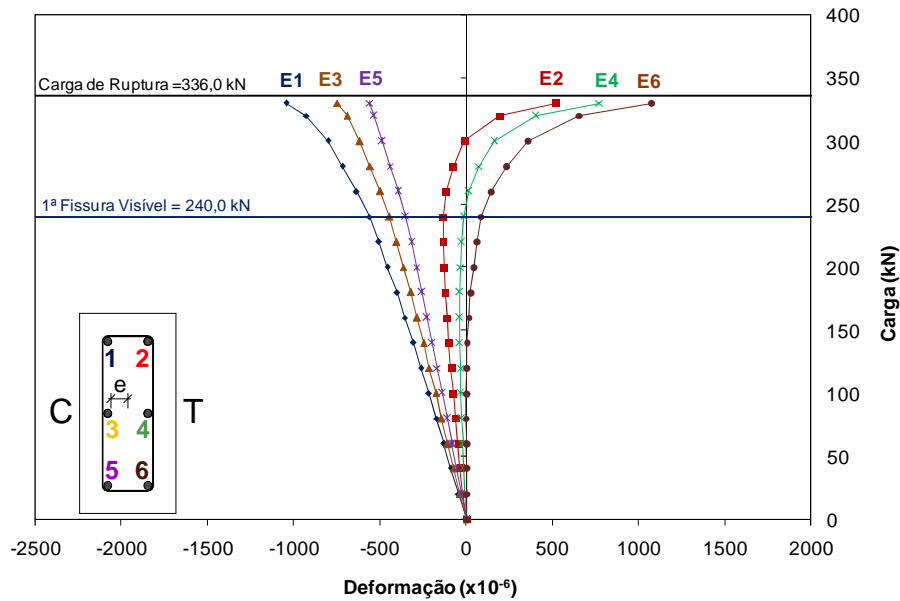


Figura 4.70 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 30 - 2,5

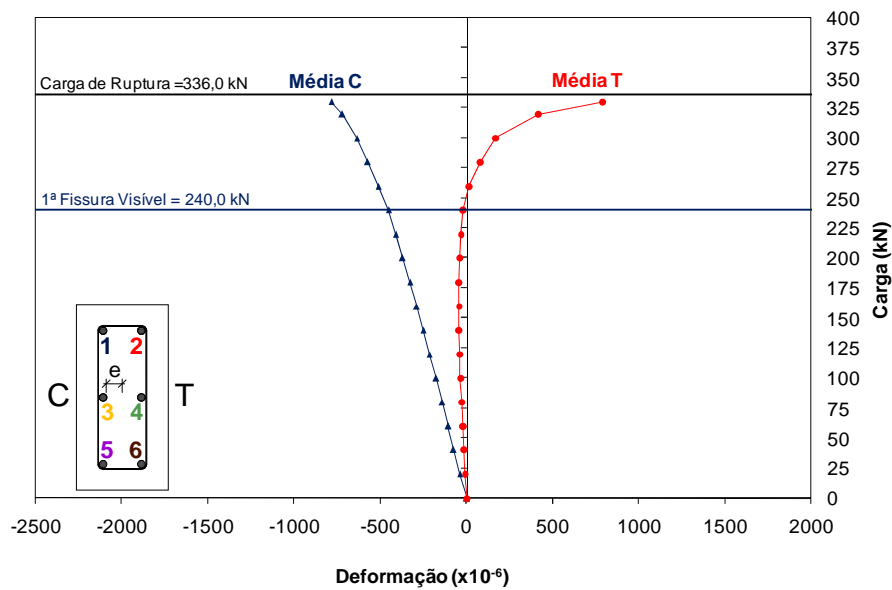


Figura 4.71 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 30 - 2,5

O PFN 30 – 2,5 apresentou uma evidente mudança no comportamento dos gráficos da armadura no instante da fissuração, a 71,4% da carga última. A camada de armadura mais comprimida manteve seu comportamento linear, porém, com mudança de inclinação da reta no instante da fissuração. A outra camada começou o ensaio registrando baixos valores de compressão, com uma tendência de inversão nesse comportamento, evidenciada após a fissuração, onde se verificou o início da tração tornando a curva mais acentuada até a ruína da peça.

O último registro antes da ruína, a 98,2% de F_u , foi de 0,79‰ para a deformação das armaduras tracionadas, e -0,78‰ para as armaduras comprimidas.

4.6.2.5 - Pilar PFN 40 – 2,5

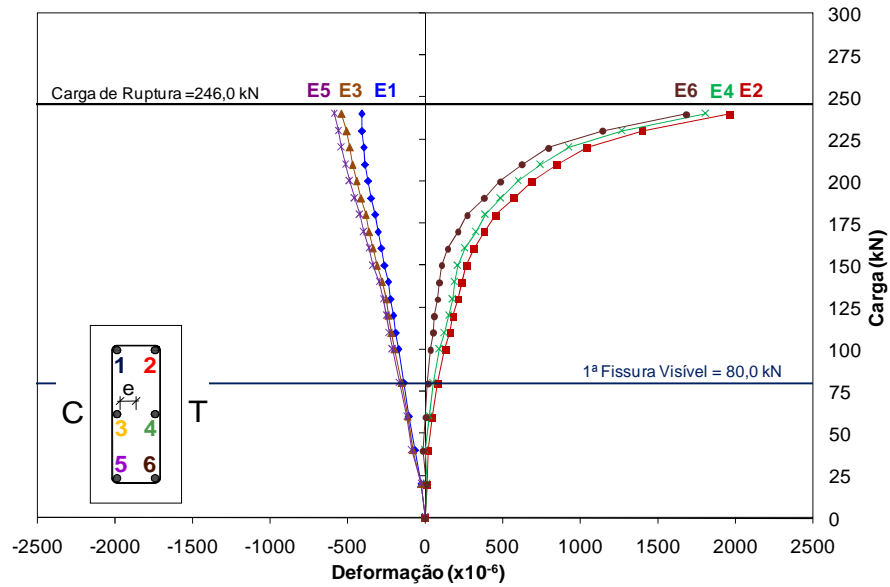


Figura 4.72 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 40 - 2,5

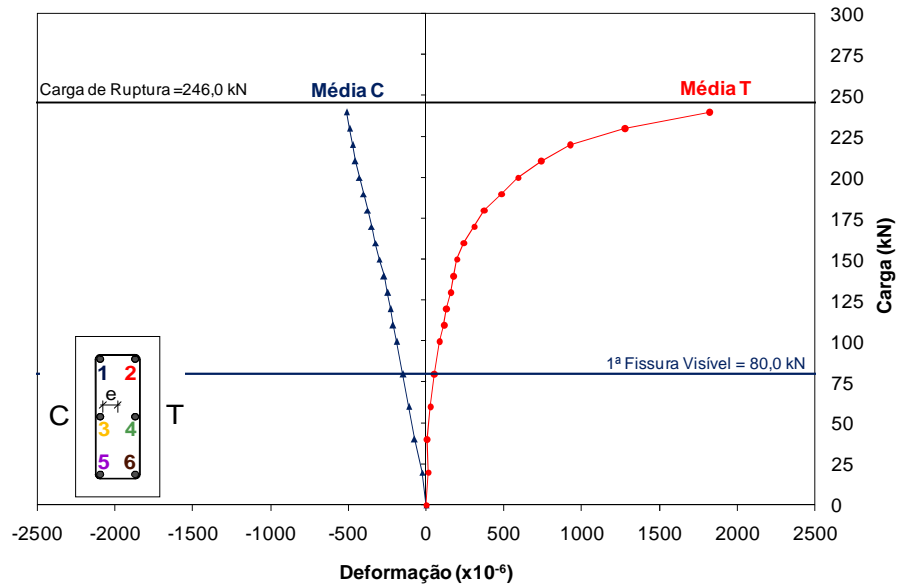


Figura 4.73 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 40 - 2,5

Para o modelo PFN 40 – 2,5 houve falha em quatro extensômetros, de modo que os dados de deformação do E1, E3, E5 e E6, só foram captados pelo *strain gage* de apenas uma das faces da barra.

Os resultados também foram coerentes, tanto na armadura comprimida quanto para a tracionada, que permaneceu sob deformações de tração durante todo o experimento. Na última leitura a 97,6% da carga de ruína, obteve-se um valor médio de 1,82‰ de deformação da armadura tracionada e de -0,51‰ para as comprimidas.

4.6.2.6 - Pilar PFN 50 – 2,5

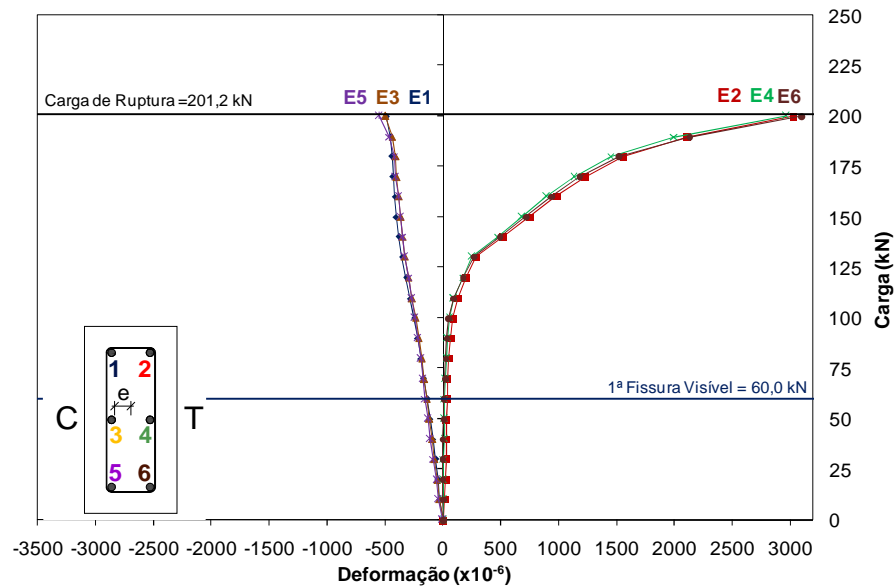


Figura 4.74 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 50 - 2,5

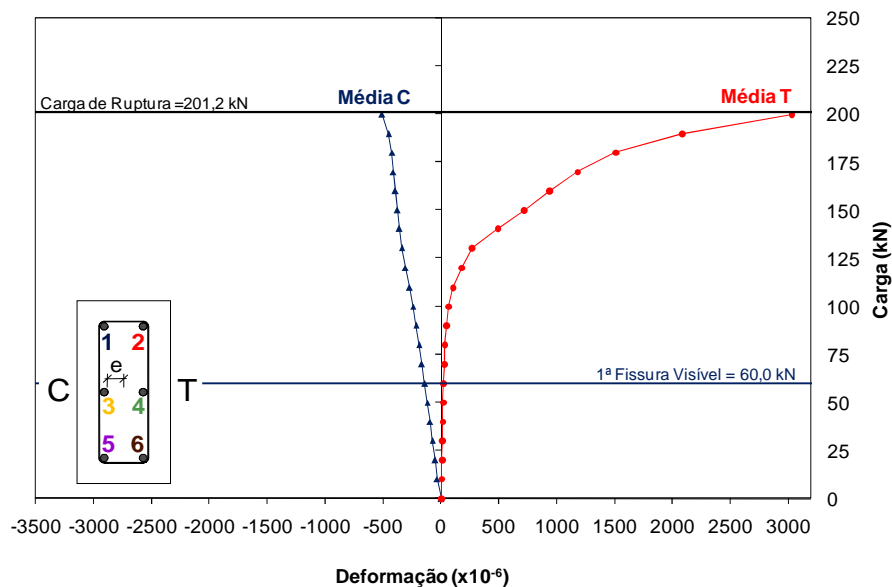


Figura 4.75 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 50 - 2,5

Devido a problemas com extensômetros, para o modelo PFN 50 – 2,5, as leituras de deformação do E1, E2 e E5 foram tiradas de apenas uma das faces da barra da armadura, contudo, percebe-se uma coerência tanto nas deformações das barras tracionadas, quanto nos valores de compressão.

Novamente o comportamento do gráfico das armaduras comprimidas apresentou-se mais linear que as deformações de tração. Na última leitura, a 99,4% de F_u , registrou-se um valor médio de 3,03‰ nas barras tracionadas e de -0,51‰ para as barras comprimidas.

4.6.2.7 - Pilar PFN 60 – 2,5

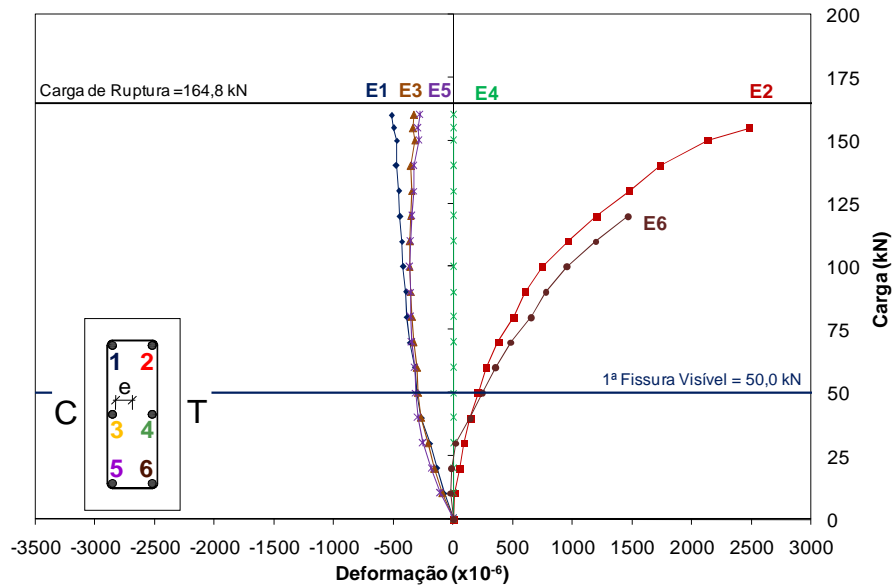


Figura 4.76 - Carga x Deformação Específica das Armaduras Longitudinais - PFN 60 - 2,5

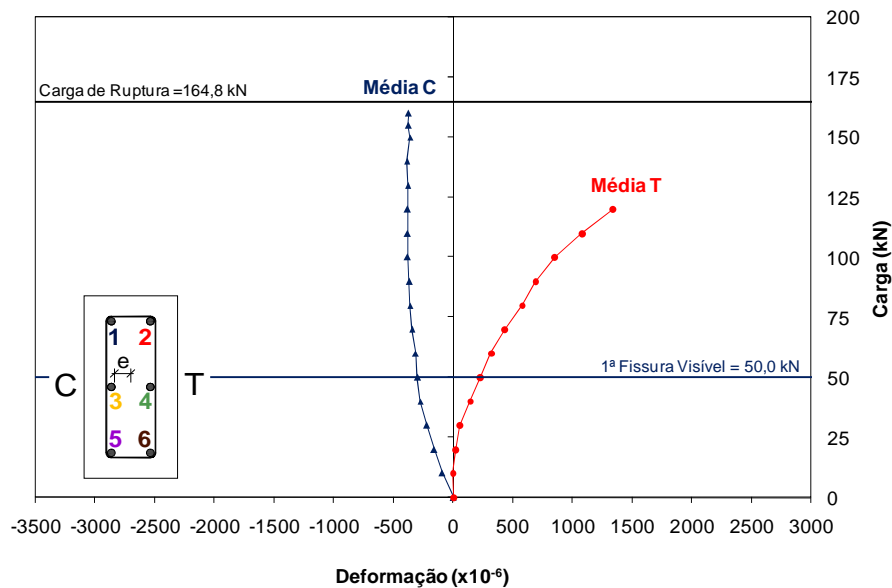


Figura 4.77 - Carga x Deformação Específica Média das Armaduras - PFN 60 - 2,5

No ensaio do PFN 60 – 2,5, ocorreram problemas com vários extensômetros nas armaduras. Na barra onde foram instalados os extensômetros E4, de acordo com a Figura 4.76, não foi possível obter resultados de deformação. Na barra 3 apenas um dos extensômetros funcionou durante o experimento, sendo os resultados de deformação daquela barra, extraídos de apenas um *strain gage*.

Na barra 6, os extensômetros funcionaram apenas até o passo de carga de 120 kN a 72,3% da carga de ruína, não sendo possível registrar a média dos valores de deformação na armadura tracionada a partir desse nível de carregamento.

4.7 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS MODELOS

Os deslocamentos horizontais foram aferidos pelos defletômetros D5, D6 e D7 em três níveis diferentes ao longo do comprimento de cada modelo, conforme descrito no capítulo 3. Os gráficos das Séries 1 e 2 são mostrados nas Seções 4.7.1 e 4.7.2 respectivamente, já os dados do ensaio são mostrados nas tabelas do Apêndice G.

As leituras dos defletômetros D8 e D9 não apresentaram valores significativos, sendo desnecessárias as correções dos deslocamentos horizontais, uma vez que esse seria o intuito de se aferir os deslocamentos nas rótulas.

4.7.1 Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm)

4.7.1.1 - Pilar PFN 00 – 2,0

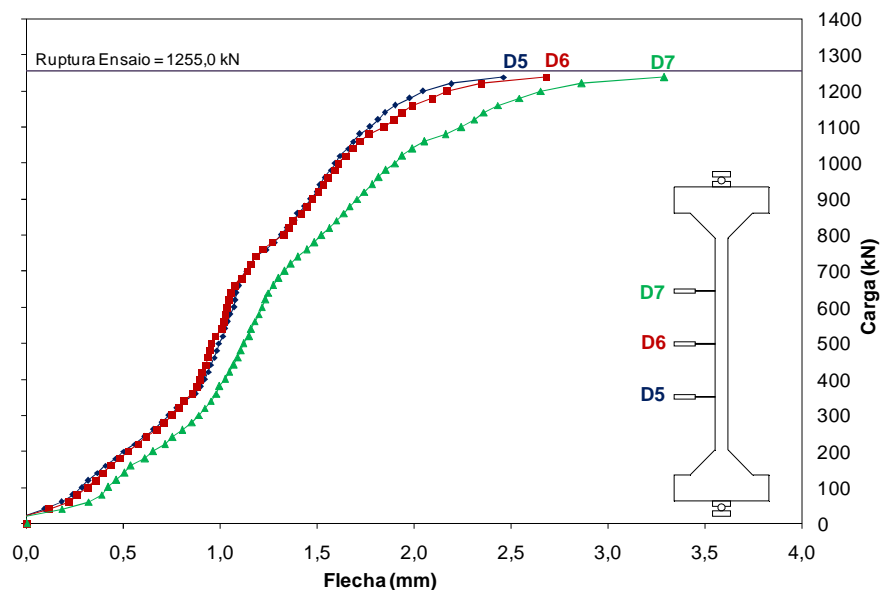


Figura 4.78 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 00 - 2,0

Como conseqüências de má centralização do modelo no ensaio ou de imperfeições geométricas evidenciam-se variações na tendência da curva, hora mais acentuada, hora mais branda, até as proximidades da ruína, onde se percebe um comportamento assintótico. Nos registros de deslocamentos horizontais do PFN 00 – 2,0, o defletômetro da posição superior D7 acusou valores superiores aos demais defletômetros.

4.7.1.2 - Pilar PFN 15 – 2,0

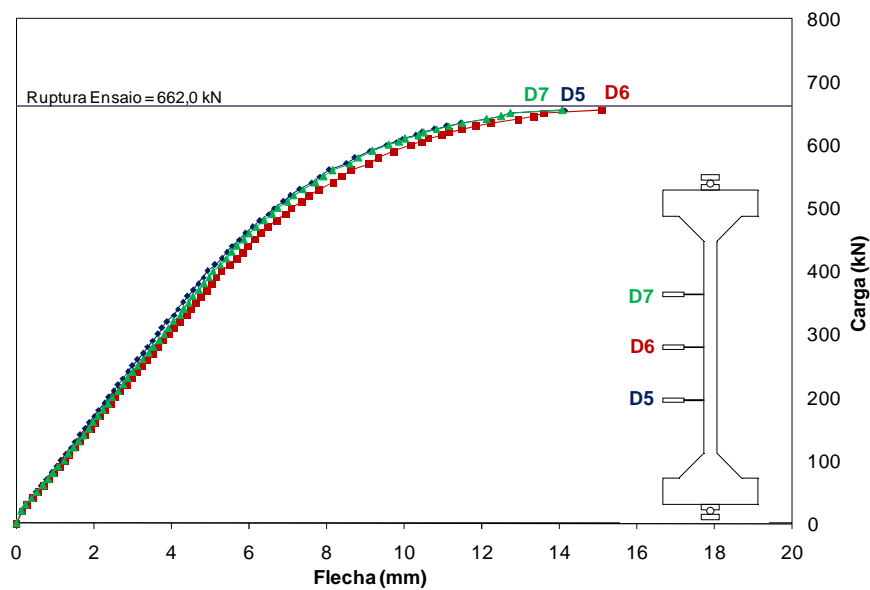


Figura 4.79 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 15 - 2,0

No caso do modelo PFN 15 – 2,0, houve apenas uma pequena diferença entre os registros dos três defletômetros, sendo constatadas curvas bem definidas formadas pelos dados de deslocamento. O registro nas proximidades da ruína, a 98,9% da carga ultima acusou um deslocamento de 15,09 mm no centro do pilar.

4.7.1.3 - Pilar PFN 24 – 2,0

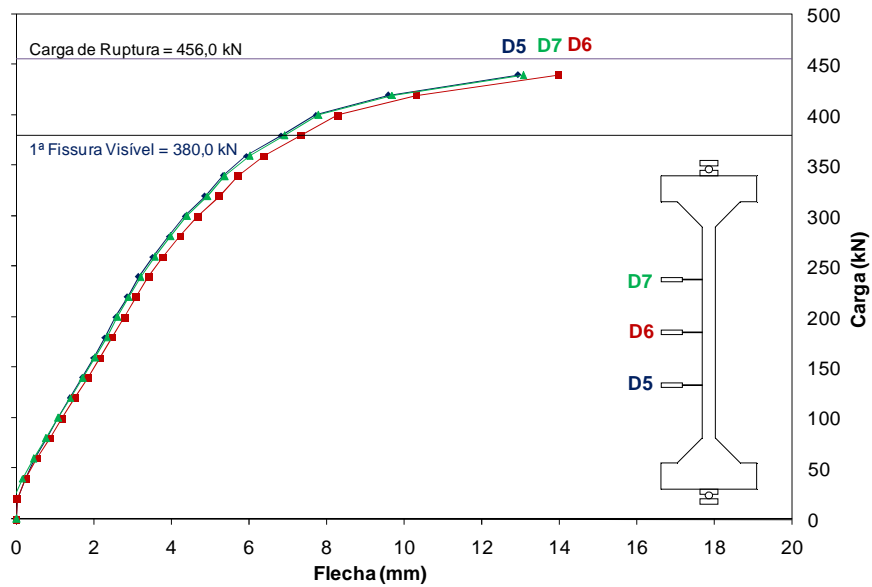


Figura 4.80 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 24 - 2,0

Para o modelo PFN 24 – 2,0, os resultados também se mostraram coerentes, com as leituras do D5 e D7 muito próximas entre si e inferiores aos valores do defletômetro D6 localizado no comprimento médio do pilar, que acusou na última leitura antes da ruína da peça, uma flecha de 13,98 mm.

4.7.1.4 - Pilar PFN 30 – 2,0

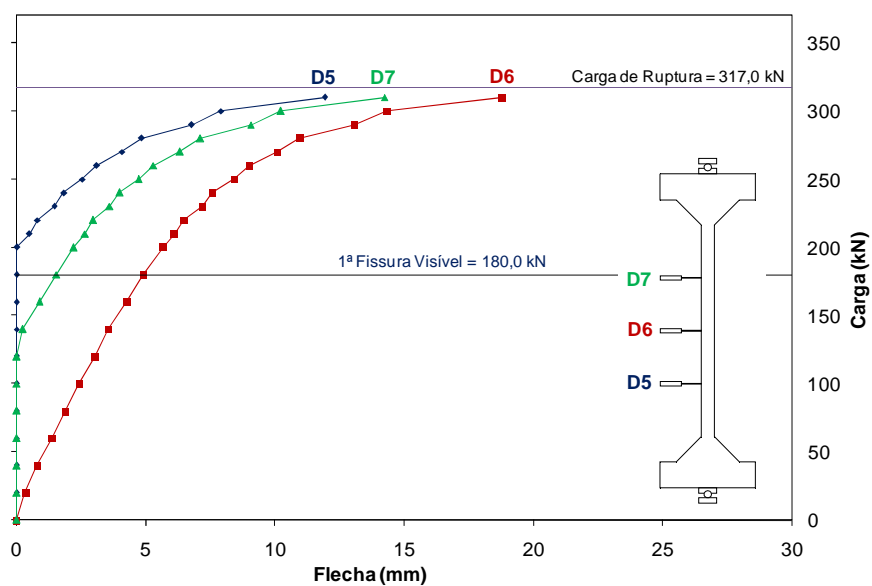


Figura 4.81 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 30 - 2,0

Os defletômetros D5 e D7 não funcionaram de maneira eficiente nas primeiras leituras, registrando valores insignificantes e com pouca variação. Contudo, o D6 apresentou resultados coerentes, inclusive com uma linearidade do gráfico até o registro da primeira fissura. A última leitura antes da ruína da peça acusou para o D6, um deslocamento de 18,76 mm. O mau funcionamento dos D5 e D7 pode ser atribuído ao atrito interno nos defletômetros ou nas roldanas.

4.7.1.5 - Pilar PFN 40 – 2,0

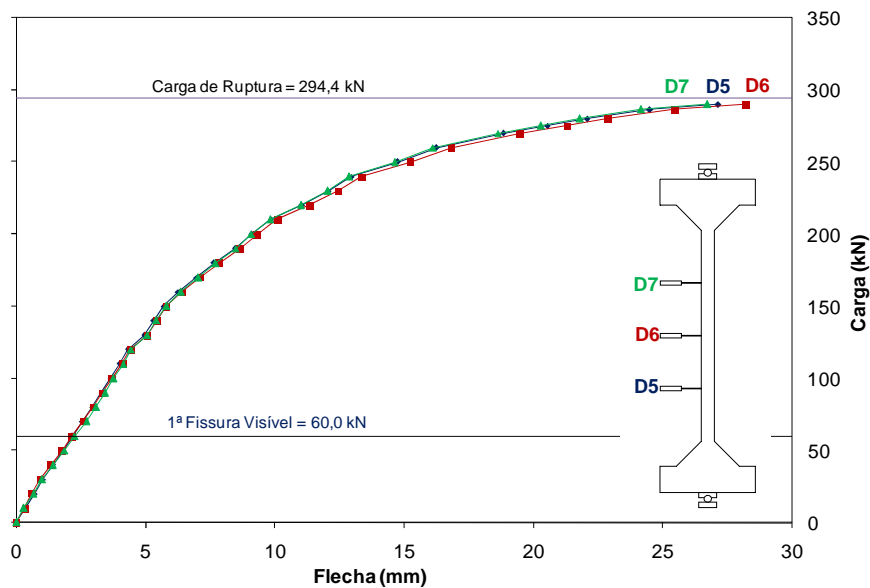


Figura 4.82 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 40 - 2,0

Os resultados foram satisfatórios para o caso do PFN 40 – 2,0, com os três defletômetros apresentando valores de mesma magnitude, com uma sensível superioridade do D6, que acusou uma flecha de 28,21 mm no seu último registro, sob um carregamento de 98,5% do registrado na ruína da peça.

4.7.1.6 - Pilar PFN 50 – 2,0

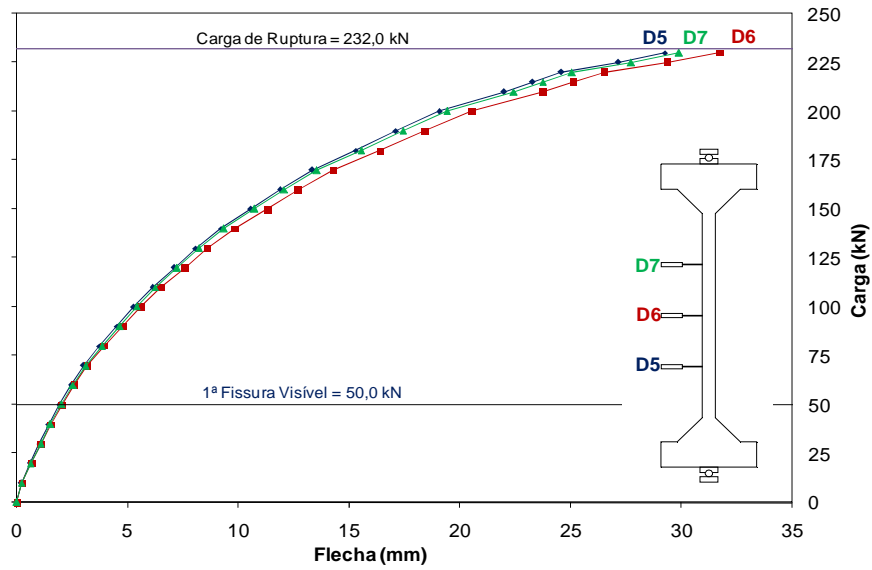


Figura 4.83 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 50 - 2,0

Os registros de deflexões horizontais mostraram-se excelentes para o caso do PFN 50 – 2,0. Para o mesmo nível de carregamento, o D5 e o D7 apresentaram resultados compatíveis entre si, e sempre inferiores às leituras do D6. Instantes antes da ruína, o deslocamento na região central do modelo apontava um valor de 31,70 mm, equivalente a um carregamento de 99,13% de F_u .

4.7.1.7 - Pilar PFN 60 – 2,0

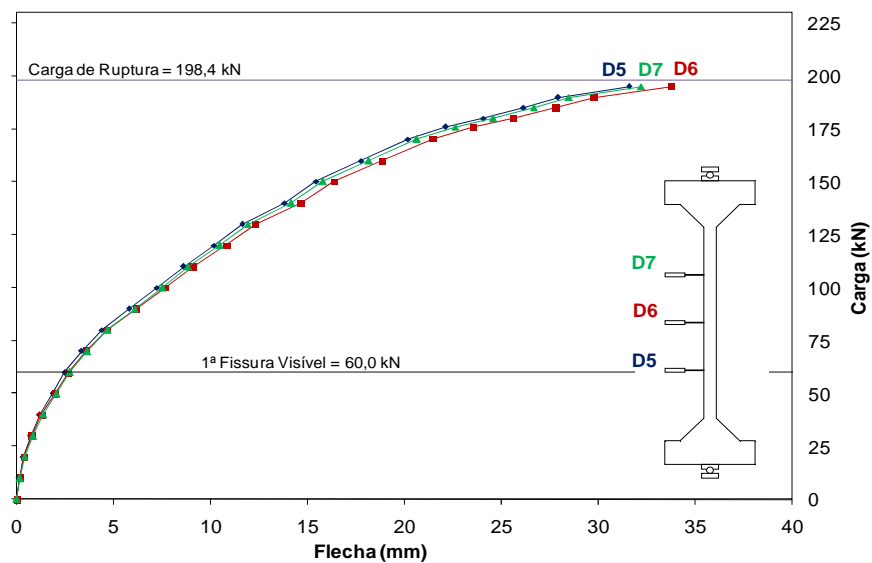


Figura 4.84 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 60 - 2,0

No ensaio do PFN 60 – 2,0 foram registrados bons resultados, com o gráfico das deflexões apresentando-se de maneira mais acentuada que os dos demais modelos da série. O último registro da flecha no comprimento médio do pilar, obtido para uma carga equivalente a 98,3% de F_u , acusou um valor de 33,73 mm.

4.7.2 Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm)

4.7.2.1 - Pilar PFN 00 – 2,5

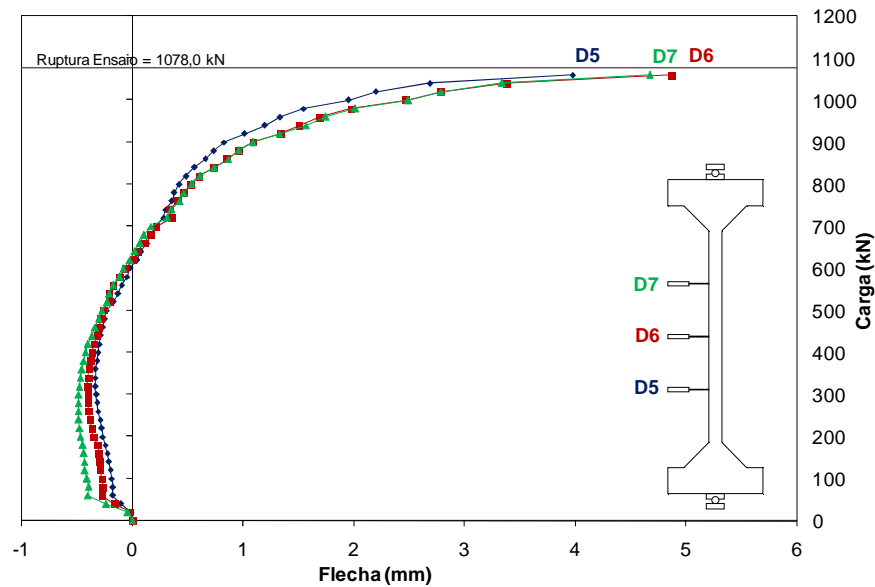


Figura 4.85 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 00 - 2,5

No ensaio do PFN 00 – 2,5, por se tratar de um modelo sob carregamento centrado, não se percebe um comportamento bem definido no gráfico de deslocamento. Para os primeiros passos de carga as flechas assumiram uma tendência negativa e com valores muito pequenos. Comportamento esse que sofreu uma inversão ainda antes da metade do ensaio, tornando os valores das flechas positivos a partir da carga de 620 kN, 57,5% de F_u , até a ruína da peça. Na última leitura, a 98,3% da carga de ruptura, o registro de flecha na região central do pilar foi de 4,87 mm.

4.7.2.2 - Pilar PFN 15 – 2,5

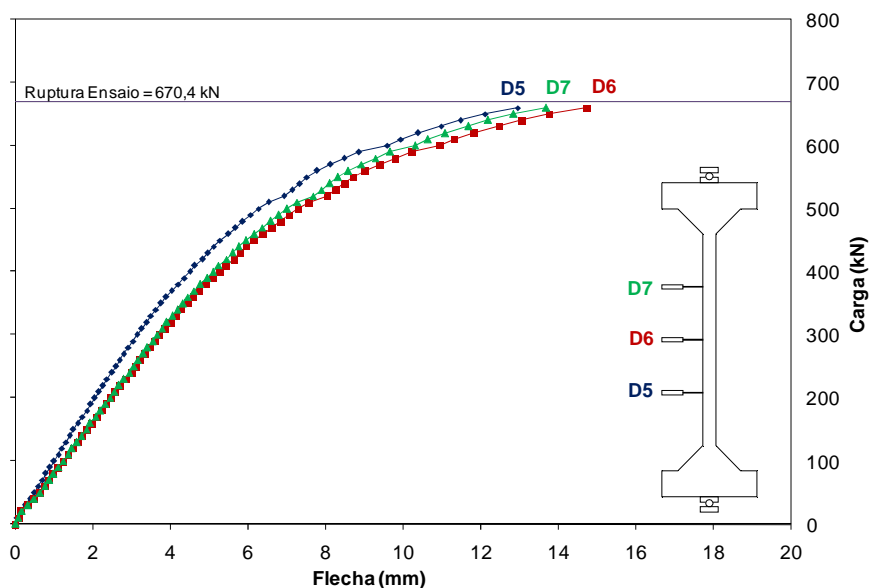


Figura 4.86 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 15 - 2,5

Para o modelo PFN 15 – 2,5, os resultados das flechas apresentaram-se de maneira coerente, com os dados do D6 sobressaindo-se em relação os demais, principalmente nas proximidades da ruína. O último registro de deslocamento no comprimento médio do pilar foi de 14,72 mm.

4.7.2.3 - Pilar PFN 24 – 2,5

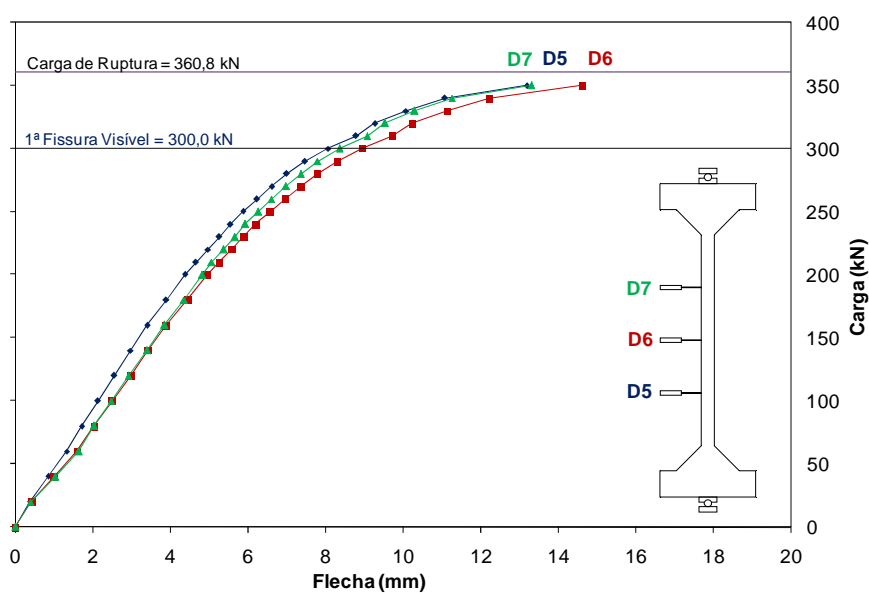


Figura 4.87 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 24 - 2,5

O modelo PFN 24 – 2,5 apresentou um bom comportamento na curva referente aos valores de deslocamento obtidos no ensaio. O registro de flecha na região central do pilar para o carregamento na eminência da ruína da peça, a 97,0% de F_u , foi de 14,60 mm.

4.7.2.4 - Pilar PFN 30 – 2,5

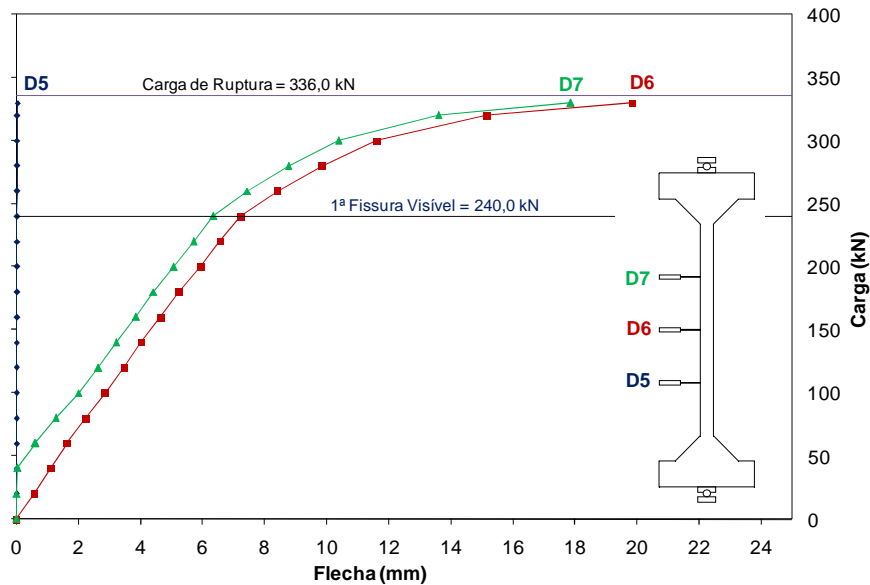


Figura 4.88 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 30 - 2,5

Nos resultados do PFN 30 – 2,5, percebe-se que o defletômetro D5 não funcionou adequadamente, apresentando valores de deslocamento muito baixos comparados aos demais aparelhos, e com pouca variação ao carregamento. O mesmo comportamento apresentou o D7 até a terceira leitura a 40 kN. Entretanto, o defletômetro D6 funcionou de modo coerente, fornecendo na última leitura um valor de 19,83 mm. A causa provável do mau funcionamento dos D5 e D7 foi o atrito interno nos defletômetros e nas roldanas usadas na montagem.

4.7.2.5 - Pilar PFN 40 – 2,5

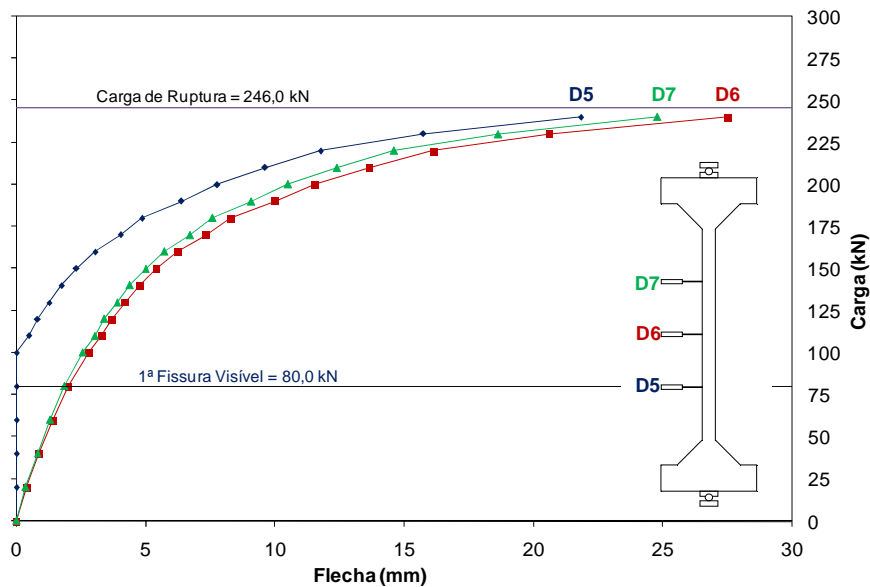


Figura 4.89 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 40 - 2,5

As primeiras leituras do defletômetro D5 no modelo PFN 40 – 2,5, não foram sensíveis ao carregamento, apresentando valores nulos ou muito pequenos até a carga de 100 kN (40,7% de F_u), provavelmente devido ao atrito no sistema de medição. A partir dessa carga, o defletômetro D5 passou a funcionar corretamente. Os demais defletômetros funcionaram normalmente, com o D6 registrando valores superiores aos demais.

A última leitura do D6 antes da ruína da peça apontou um valor de 27,49 mm de flecha na região central do pilar.

4.7.2.6 - Pilar PFN 50 – 2,5

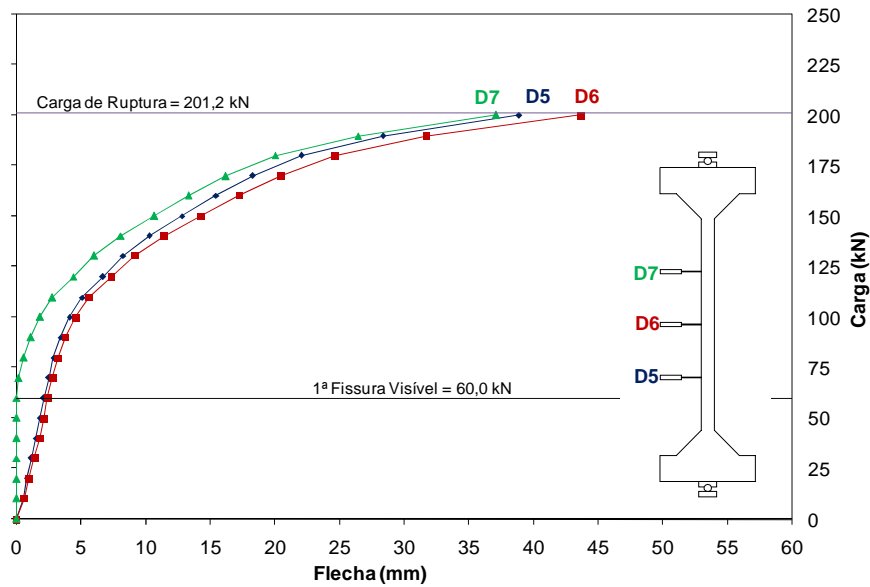


Figura 4.90 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 50 - 2,5

Para o modelo PFN 50 – 2,5 registrou-se bons resultados no experimento, excetuando-se o defletômetro D7, o qual não apresentou uma variação significativa de deslocamento até o passo de carga de 60 kN, equivalente à carga da 1ª fissura visível. Nas proximidades da ruína, o defletômetro localizado no comprimento médio do pilar acusou um deslocamento de 43,6 mm.

4.7.2.7 - Pilar PFN 60 – 2,5

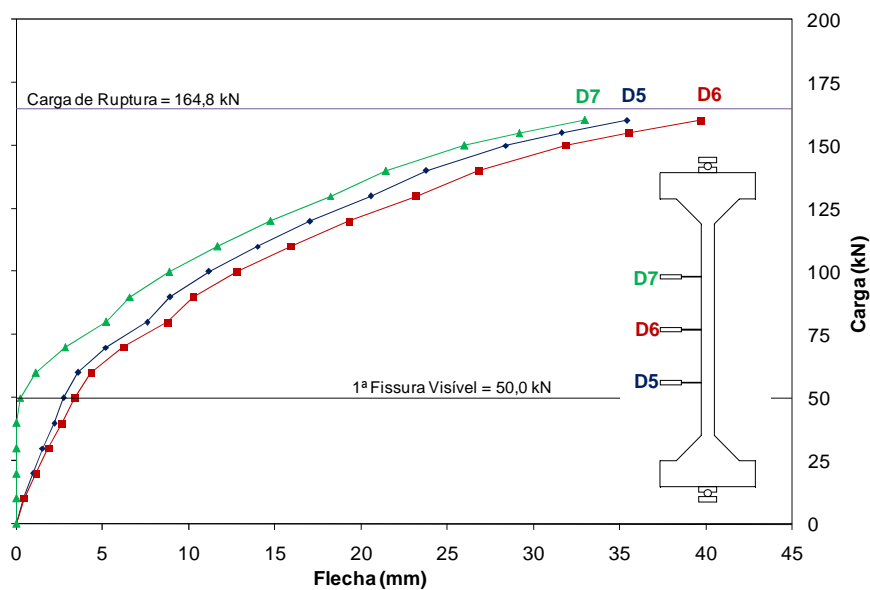


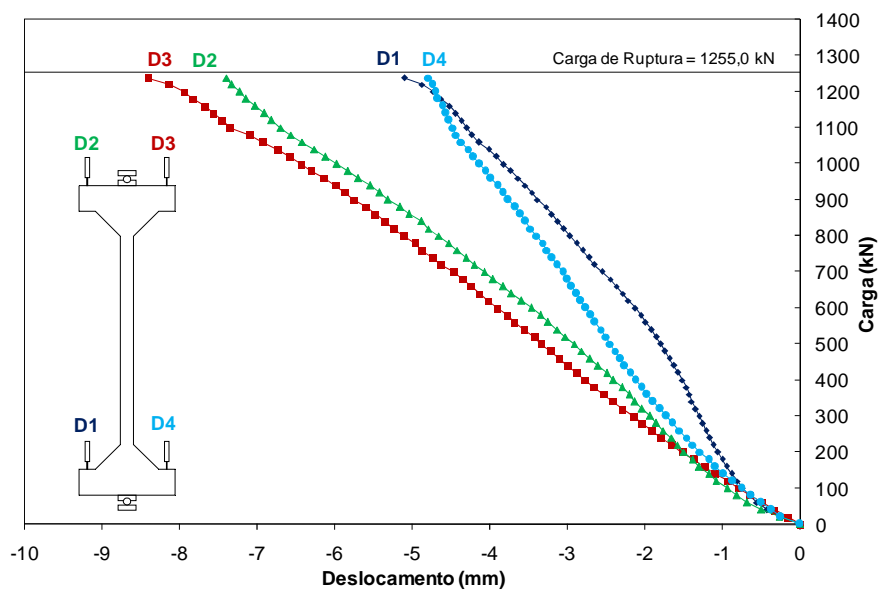
Figura 4.91 - Carga x Deslocamentos Horizontais - PFN 60 - 2,5

O registro do D7 para o caso do PFN 60 – 2,5 não se mostrou sensível à variação do carregamento nas primeiras leituras, até o passo de carga de 40 kN, provavelmente devido ao atrito no sistema. Os outros dois defletômetros funcionaram em perfeitas condições, com os registros do D6 sempre superiores aos demais aparelhos.

4.8 DESLOCAMENTOS VERTICAIS DOS MODELOS

Os deslocamentos verticais foram aferidos nos ensaios pelos defletômetros instalados nas extremidades de cada consolo. As Figura 4.92 a Figura 4.105 mostram os dados de deslocamento de cada aparelho com a posição dos defletômetros D1, D2, D3 e D4 em relação aos modelos no ensaio.

4.8.1 Série 1 (Modelos com comprimento total de 2000 mm)



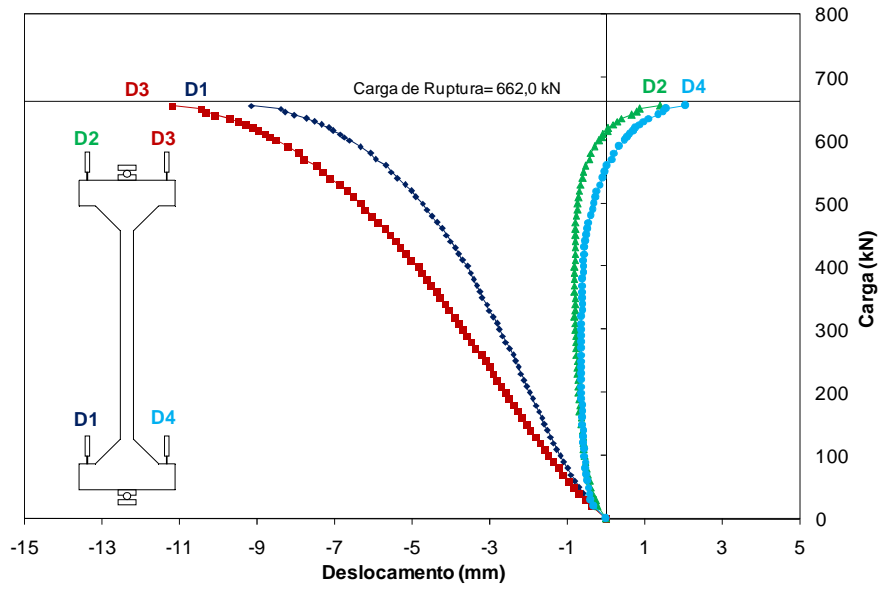


Figura 4.93 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 15 - 2,0

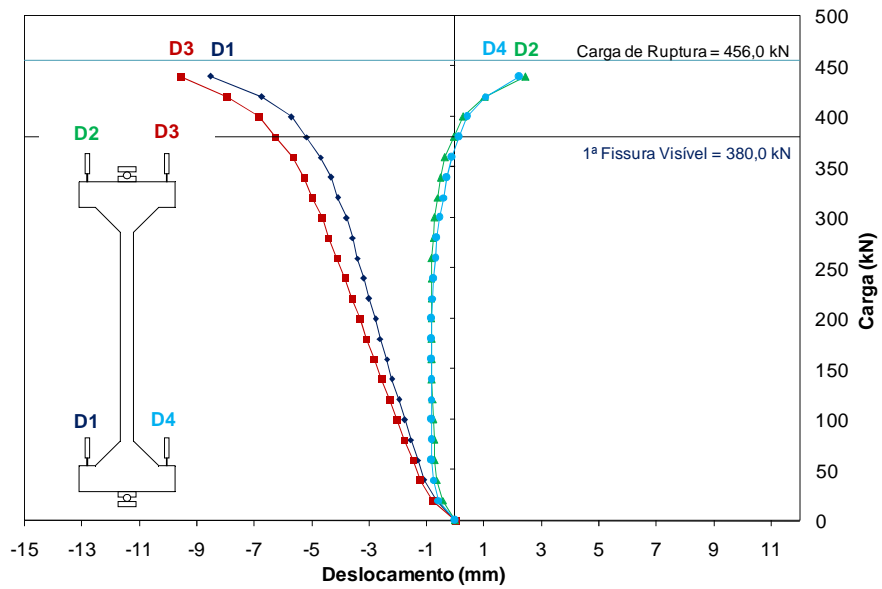


Figura 4.94 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 24 - 2,0

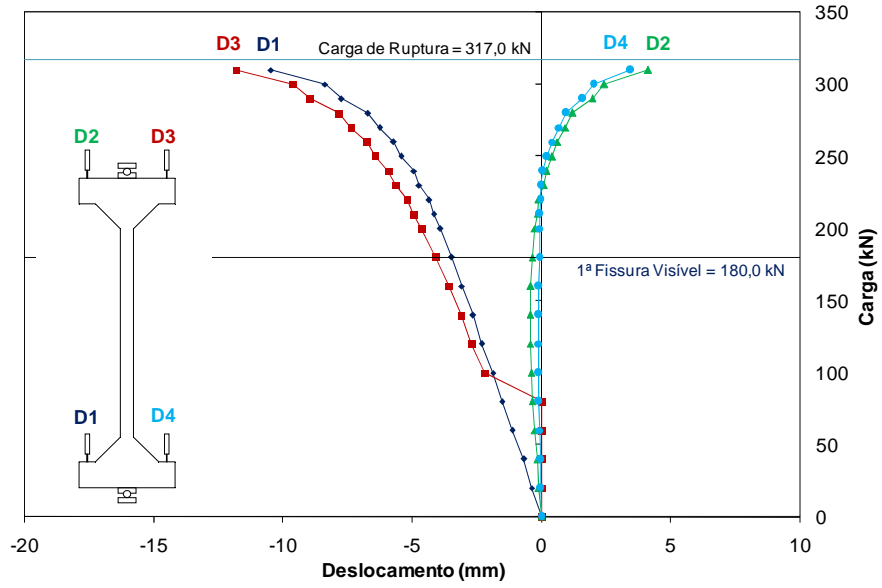


Figura 4.95 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 30 - 2,0

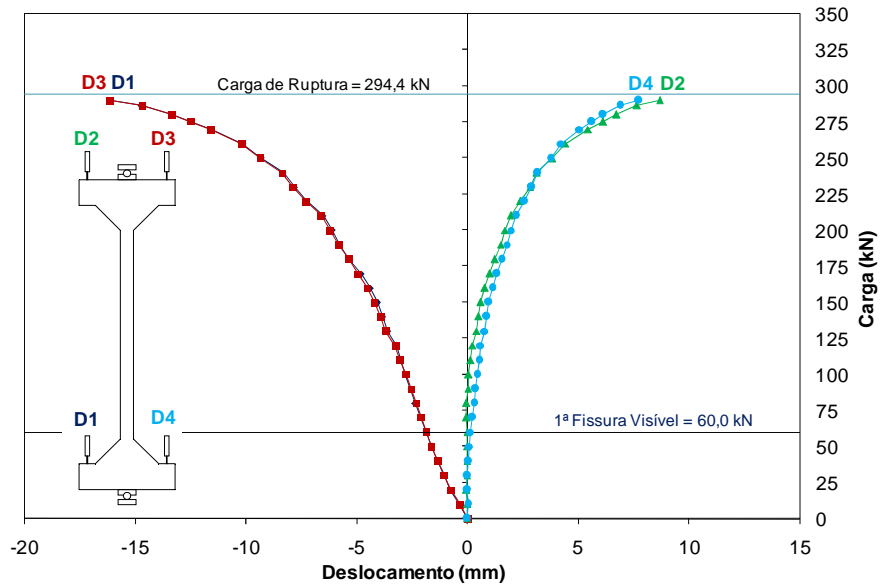


Figura 4.96 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 40 - 2,0

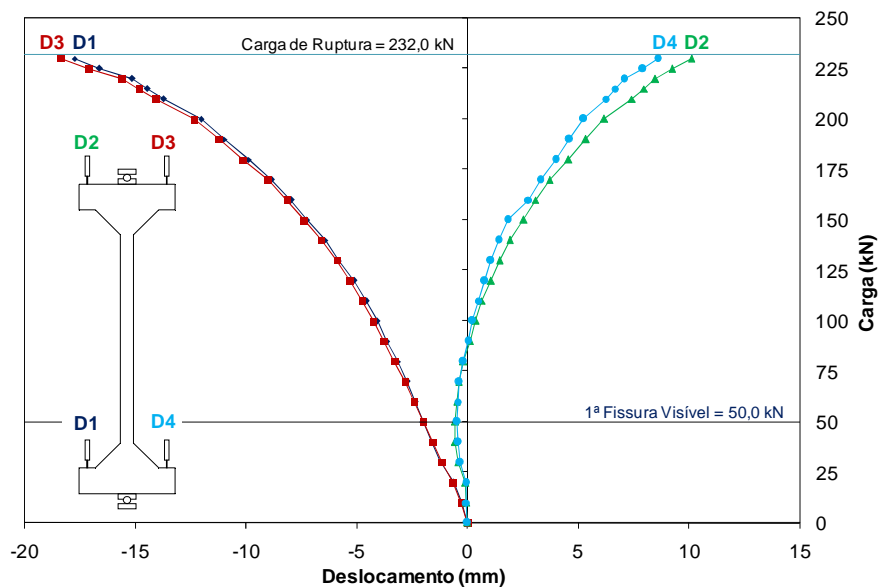


Figura 4.97 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 50 - 2,0

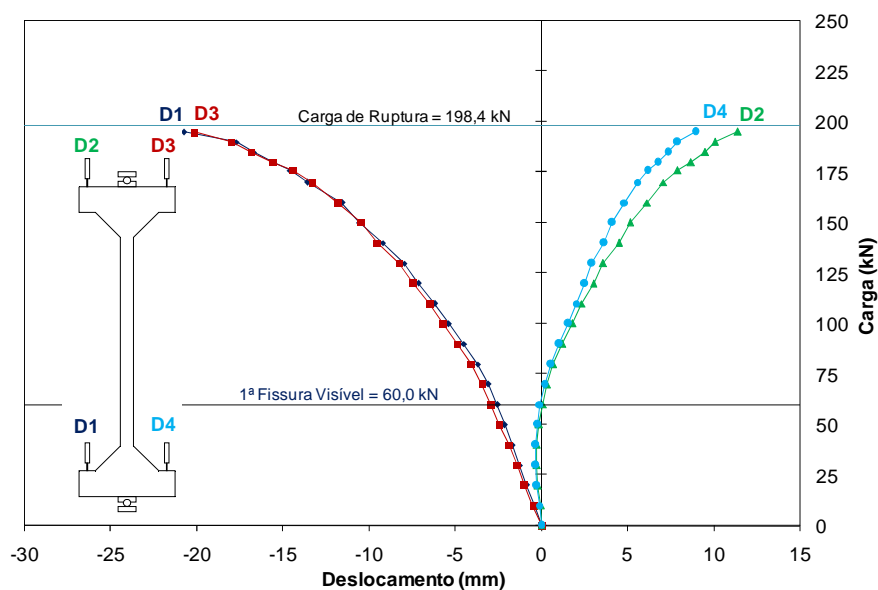


Figura 4.98 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 60 - 2,0

Os resultados de deslocamento vertical para o modelo sob carga centrada PFN 00 - 2,0 mostraram-se coerentes, com os defletômetros instalados na parte superior do pilar apresentando resultados compatíveis entre si, bem como as aferições da parte inferior da peça.

Para o caso dos modelos PFN 15 – 2,0 e PFN 24 – 2,0, devido às características do carregamento, os defletômetros D2 e D4 registraram pouca variação à carga em grande parte da progressão do ensaio.

Durante o experimento do PFN 30 – 2,0 houve um problema nos registros do D3, que nas primeiras quatro leituras forneceu valores muito pequenos e com pouca variação ao carregamento. A situação foi normalizada a partir da quinta leitura.

Para os demais modelos PFN 40 – 2,0, PFN 50 – 2,0 e PFN 60 – 2,0, os resultados de deslocamento apresentaram-se de maneira coerente, sendo observada uma coincidência nas leituras dos defletômetros D1 e D3 durante boa parte do experimento. Do mesmo modo, também se pôde constatar uma compatibilidade no comportamento dos gráficos D2 e D4 em todos os pilares.

4.8.2 Série 2 (Modelos com comprimento total de 2500 mm)

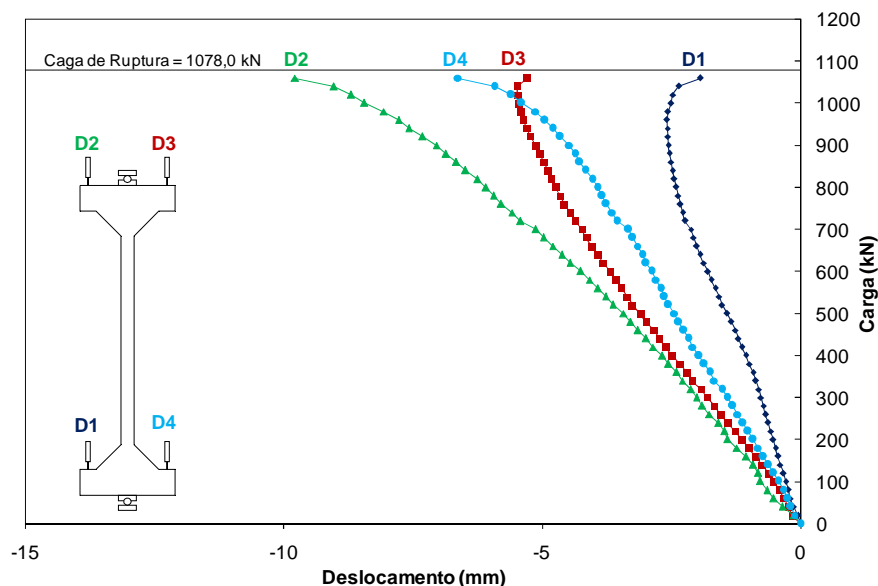


Figura 4.99 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 00 - 2,5

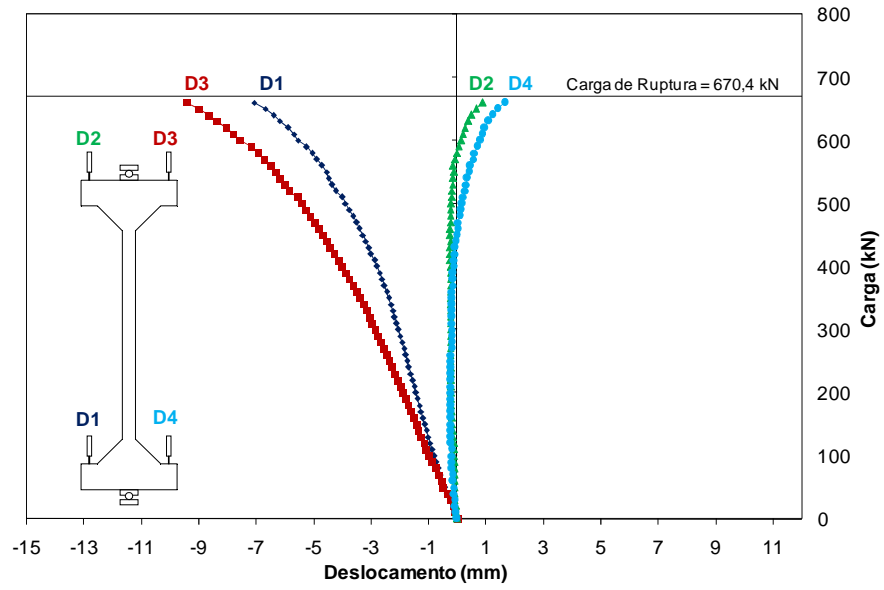


Figura 4.100 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 15 - 2,5

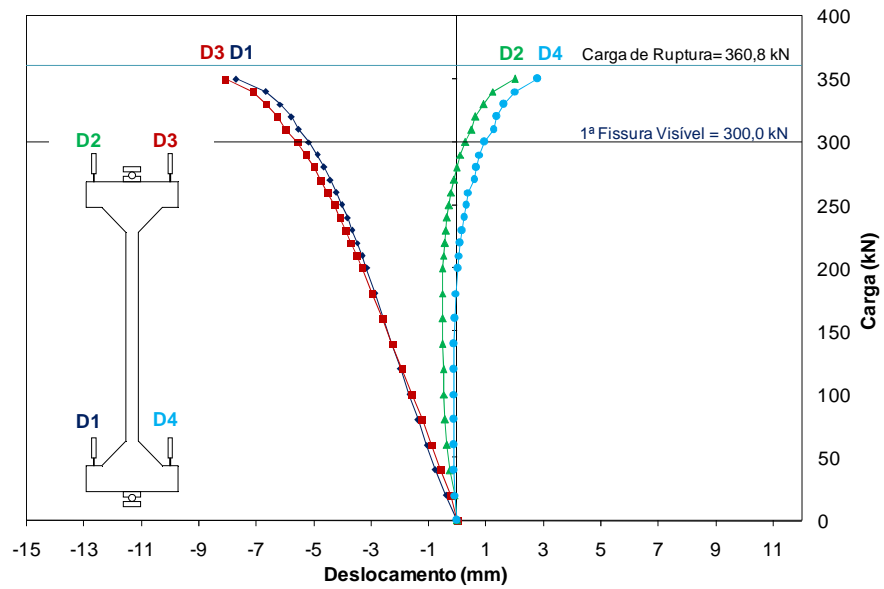


Figura 4.101 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 24 - 2,5

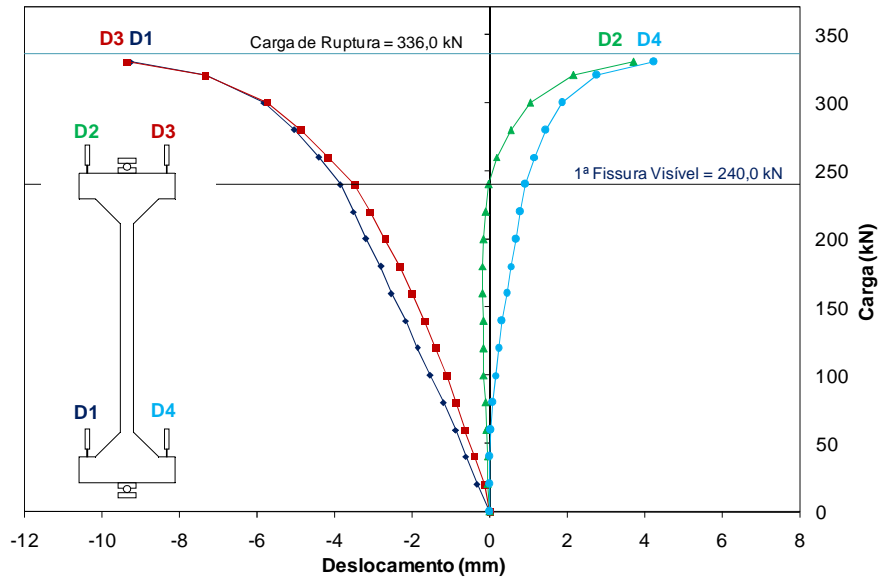


Figura 4.102 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 30 - 2,5

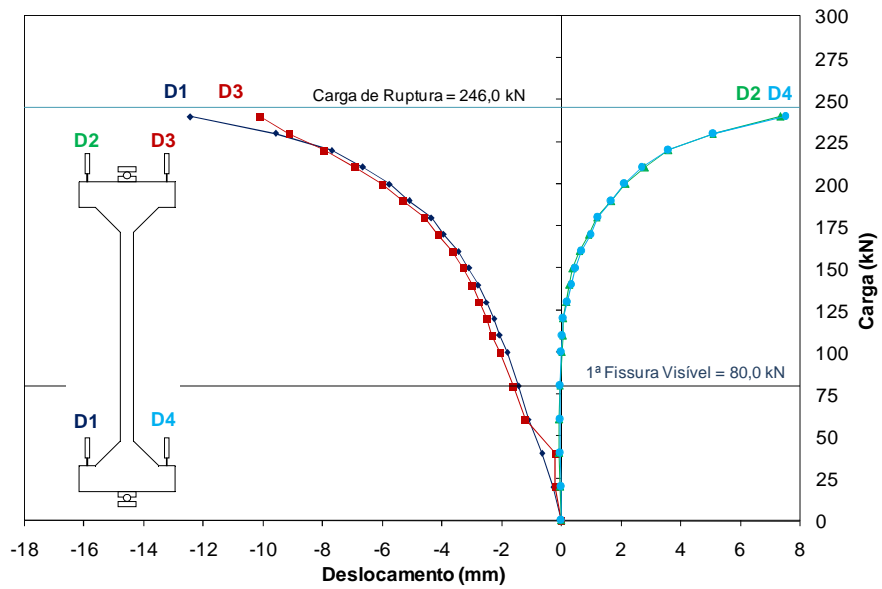


Figura 4.103 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 40 - 2,5

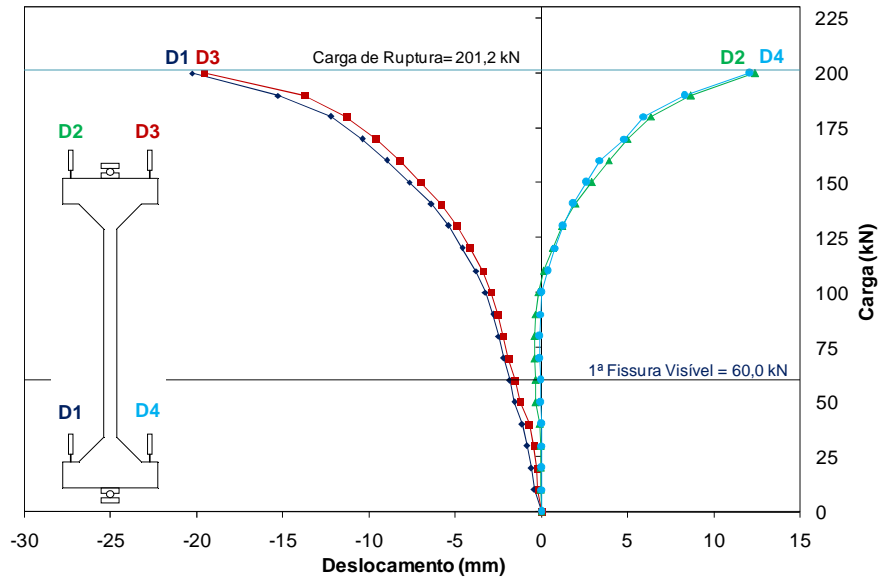


Figura 4.104 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 50 - 2,5

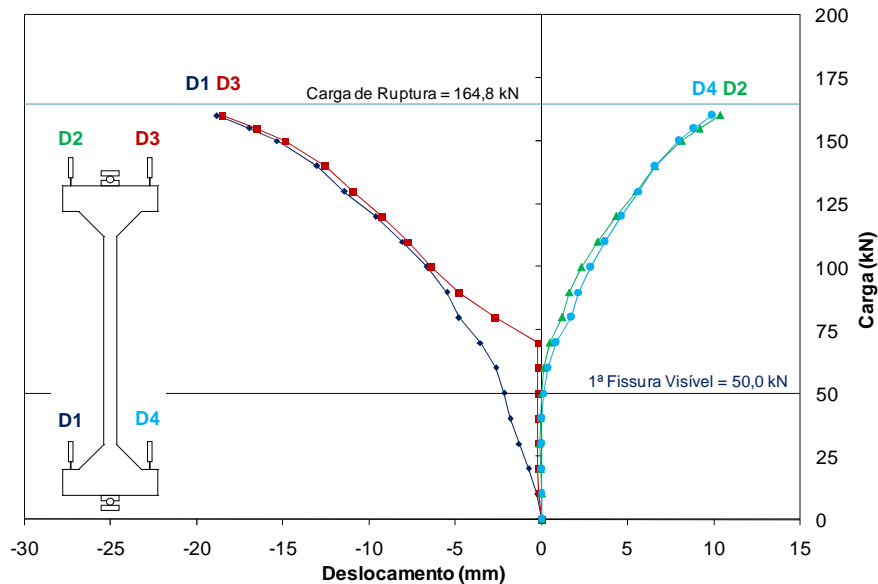


Figura 4.105 - Carga x Deslocamentos Verticais - PFN 60 - 2,5

No ensaio do PFN 00 – 2,5 todos os defletômetros funcionaram perfeitamente, embora possa ser constatado que a diferença entre os registros dos aparelhos caracteriza uma pequena rotação na extremidade do pilar, comportamento não previsto para o modelo, sendo atribuído a uma centralização ineficiente da peça.

Para os modelos PFN 15 – 2,5, PFN 24 – 2,5, e PFN 30 – 2,5 houve pouca variação nas leituras dos defletômetros D2 e D4, sensíveis apenas para carregamentos elevados nas

proximidades da ruína. Os defletômetros D1 e D3 também apresentaram comportamentos similares entre si.

Durante o ensaio do PFN 40 – 2,6, o defletômetro D3 apresentou um comportamento inadequado no início experimento, contudo, a partir do terceiro passo de carga, suas leituras tornaram-se condizentes com as do defletômetro D1. Os aparelhos D2 e D4 tiveram comportamentos similares durante todo o experimento.

Para o modelo PFN 50 – 2,5, até o instante da primeira fissura visível, todas as leituras de deslocamento verticais tiveram uma variação pouco significativa e uma tendência quase linear. Em seguida, os gráficos dos aparelhos D1 e D3, bem como os do D2 e D4 assumem comportamentos similares entre si por curvas bem definidas até a ruína da peça.

No PFN 60 – 2,5, o defletômetro D3 não acusou variação de leitura até o passo de carga de 70 kN, a 42,5% da carga ultima, o que pressupõe um mau funcionamento do aparelho causado por atrito no sistema, uma vez que pôde ser constatado esse mesmo problema em outros experimentos.

4.9 ENCURTAMENTO DOS MODELOS

O encurtamento dos pilares ensaiados foi calculado através das leituras dos Defletômetros das extremidades da peça D1, D2, D3 e D4, cujos dados de deslocamento foram ilustrados nos gráficos da seção anterior. O cálculo do encurtamento é mostrado no Apêndice A.

A Tabela 4.5 resume os dados de encurtamento dos modelos no último registro na eminência da ruína da peça.

Tabela 4.5 - Encurtamento dos pilares

	Modelo	c (mm)	$P_{n,exp}$ (kN)	$P_{n,teo}$ (kN)	P_{limite} (kN)	(%) $P_{n,exp}$	Δ_{sup} (mm)	Δ_{inf} (mm)	Encurtamento Δp (mm)
Série 1 (L=2,0 m)	PFN 00-2	0	1255,0	1501,8	1238,0	98,65	-7,90	-2,47	-5,43
	PFN 15-2	15	662,0	610	655,0	98,94	-5,10	-1,85	-3,25
	PFN 24-2	24	456,0	520	440,0	96,49	-3,80	-1,67	-2,13
	PFN 30-2	30	317,0	340	310,0	97,79	-4,17	-1,90	-2,27
	PFN 40-2	40	294,4	250	290,0	98,51	-4,16	-2,34	-1,82
	PFN 50-2	50	232,0	200	230,0	99,14	-4,69	-2,61	-2,09
	PFN 60-2	60	198,4	170	195,0	98,29	-5,12	-3,44	-1,67
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 00-2.5	0	1078,0	1448,2	1059,6	98,29	-7,53	-2,14	-5,40
	PFN 15-2.5	15	670,4	590	660,0	98,45	-4,46	-1,41	-3,05
	PFN 24-2.5	24	360,8	310	350,0	97,01	-3,24	-1,30	-1,93
	PFN 30-2.5	30	336,0	310	330,0	98,21	-3,06	-1,35	-1,71
	PFN 40-2.5	40	246,0	230	240,0	97,56	-1,54	-1,37	-0,17
	PFN 50-2.5	50	201,2	180	200,0	99,40	-4,10	-2,32	-1,77
	PFN 60-2.5	60	164,8	160	160,0	97,09	-4,74	-2,60	-2,14

4.10 ROTAÇÃO DAS EXTREMIDADES DOS MODELOS

A Tabela 4.6 mostra os valores das rotações registradas nas extremidades dos pilares na leitura que antecedeu a ruína da peça. As rotações também foram calculadas com base nas leituras dos Defletômetros D1, D2, D3 e D4. O cálculo está demonstrado no Apêndice A.

Tabela 4.6 - Rotações nas extremidades dos pilares

	Modelo	c (mm)	$P_{n,exp}$ (kN)	P_{limite} (kN)	(%) $P_{n,exp}$	Rotações das extremidades			
						θ_{sup} ($\times 10^{-3}$ rad)	θ_{inf} ($\times 10^{-3}$ rad)	θ_{sup} (°)	θ_{inf} (°)
Série 1 (L=2,0 m)	PFN 00-2	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	-13,41	-9,73	0,77	0,56
	PFN 24-2	24	456,0	440,0	96,49	-9,78	-8,60	0,56	0,49
	PFN 30-2	30	317,0	310,0	97,79	-10,55	-9,62	0,60	0,55
	PFN 40-2	40	294,4	290,0	98,51	-10,28	-11,55	0,59	0,66
	PFN 50-2	50	232,0	230,0	99,14	-11,31	-12,57	0,65	0,72
	PFN 60-2	60	198,4	195,0	98,29	-12,04	-16,20	0,69	0,93
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 00-2.5	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	-11,73	-7,44	0,67	0,43
	PFN 24-2.5	24	360,8	350,0	97,01	-8,32	-6,71	0,48	0,38
	PFN 30-2.5	30	336,0	330,0	98,21	-7,75	-6,86	0,44	0,39
	PFN 40-2.5	40	246,0	240,0	97,56	-3,79	-6,75	0,22	0,39
	PFN 50-2.5	50	201,2	200,0	99,40	-9,87	-11,20	0,57	0,64
	PFN 60-2.5	60	164,8	160,0	97,09	-11,15	-12,22	0,64	0,70

5 - MODELO NUMÉRICO

5.1 INTRODUÇÃO

Conforme mencionado anteriormente, a análise teórica proposta para esse trabalho consiste na alteração do programa computacional CACODI, de autoria do prof. Yosiaki Nagato, NAGATO(1987). Tal alteração implicou na mudança do nome do programa, passando a se chamar FLECO 2.

O Programa FLECO 2 funciona apenas para análise de pilares de concreto armado de seção transversal constante sob esforço de flexo-compressão reta, com diagrama de momento fletor simétrico em relação ao centro da peça. Também é necessário que sejam analisadas mais de uma seção transversal, sendo obrigatórias a seção de um dos apoios e a do comprimento médio do pilar.

A Seção 5.2 aponta as principais características do CACODI: o histórico do uso do programa, as hipóteses utilizadas no cálculo do equilíbrio dos esforços, as relações constitutivas adotadas para os materiais e o processo de discretização das seções.

A Seção 5.3 mostrará as principais características do FLECO 2: as alterações sofridas pelo CACODI e a consideração dos efeitos de segunda ordem através da nova sub-rotina SECORDER.

Em seguida, serão descritos na Seção 5.4 todos os parâmetros adotados na entrada de dados do FLECO 2 para o cálculo dos modelos ensaiados nessa pesquisa.

5.2 PROGRAMA CACODI (NAGATO, 1987)

5.2.1 Considerações iniciais

Com base na teoria do Campo de Compressão Diagonal, COLLINS et. al. criaram um modelo teórico para representar o comportamento de peças de concreto armado sob o efeito de força cortante, momento fletor e esforço normal. Foi então desenvolvido um programa computacional denominado SMAL (Shear Moment and Axial Load).

Em sua primeira versão, o SMAL apresentou alguns problemas de não convergência, o que levou outros autores a proporem modificações, criando versões posteriores do programa.

Como parte da sua tese de doutorado intitulada “Resistência ao Esforço Cortante Combinado com Compressão e Flexão em Peças de Concreto Armado com Seção Transversal Circular”, NAGATO(1987) desenvolveu a partir do antigo programa SMAL e de outros modelos, um novo programa denominado CACODI (Campo de Compressão Diagonal) projetado para analisar seções transversais de peças de concreto armado solicitadas pela ação simultânea de esforço normal, esforço cortante e momento fletor. O programa possui uma ampla aplicabilidade, podendo ser usado a qualquer peça cuja seção transversal possua pelo menos um plano de simetria.

Dentre as alterações sofridas pelo programa SMAL, para a criação do CACODI, as mais significativas são:

- a) No programa de COLLINS, o concreto do cobrimento é desprezado, já no programa CACODI, toda seção de concreto colabora com a resistência da peça.
- b) No programa SMAL, duas seções próximas e com a mesma distribuição de tensão cisalhante eram analisadas juntas. Enquanto no programa CACODI, seções distintas eram analisadas independentemente.
- c) As relações constitutivas, tanto no concreto, quanto no aço, foram alteradas.

d) Para o concreto comprimido, adotou-se a lei de tensão-deformação proposta por CARREIRA e CHU (1985).

O programa foi implementado na linguagem *FORTRAN 77* e as análises são feitas a partir da leitura de dados num arquivo previamente criado. Com base na leitura das características da seção transversal e dos esforços aos quais ela está submetida, o programa fornece para o usuário a curvatura e as deformações relativas àquela solicitação.

DANTAS (2006), em sua dissertação de mestrado, utilizou o programa CACODI na análise de pilares sob flexo-compressão reta. Nessa análise, o programa foi aplicado sem a interferência da força cortante, considerando-se apenas as tensões normais ao longo da altura da seção, mostrando-se eficiente, principalmente por fornecer resultados para qualquer estágio do carregamento.

5.2.2 Análise das seções de concreto armado

O CACODI é composto de um programa principal e de uma sub-rotina que analisa a seção transversal. Pode-se variar os tipos de seção transversal entre circular, quadrada ou qualquer (desde que possua pelo menos um eixo de simetria). Também são levadas em conta no programa as propriedades do concreto e do aço, além de coeficientes de ponderação das resistências dos materiais constituintes.

A seção transversal de concreto armado é discretizada em várias de fatias de concreto e em camadas de armadura longitudinal. Cada fatia é definida por sua largura (b_i), altura (h_i), taxa de armadura transversal (ρ_{ti}) e posição em relação ao topo da peça (y_{ci}). As camadas das armaduras longitudinais são definidas por sua área (A_{sj}), tensão de escoamento (f_{ylj}) e posição em relação ao topo da peça (y_{sj}). A Figura 5.1 mostra como é feita essa discretização para o caso de uma peça de seção circular.

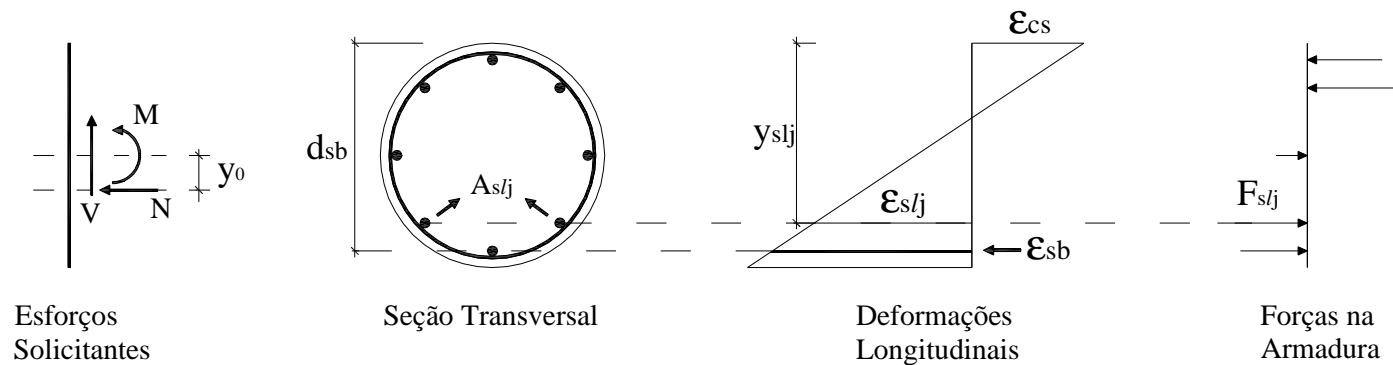
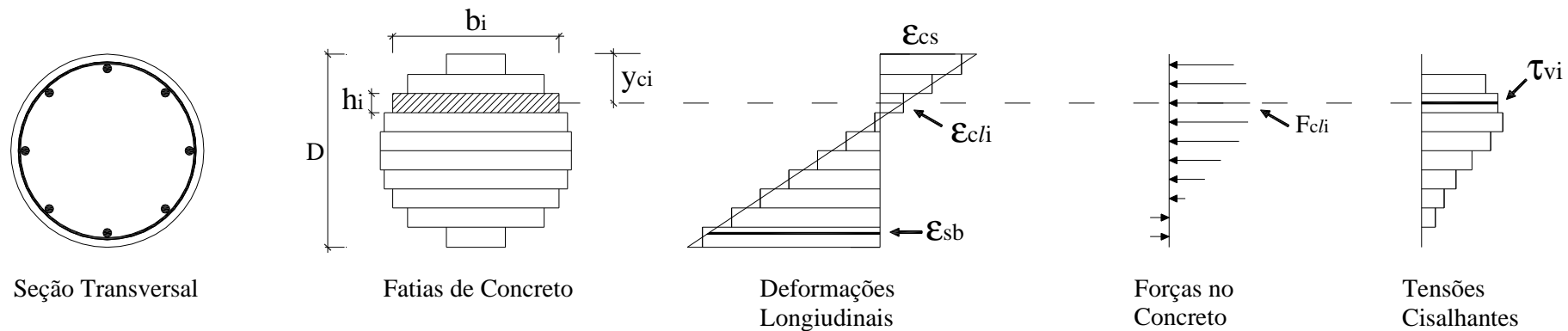


Figura 5.1 – Exemplo de discretização de uma seção transversal circular de uma peça de concreto armado.

As propriedades do concreto e da armadura transversal são consideradas iguais para todas as fatias, assim como as propriedades da armadura longitudinal que são tomadas como constantes ao longo do comprimento da peça.

Deve-se fazer com que as condições de equilíbrio sejam satisfeitas, ou seja, os esforços solicitantes devem ser equilibrados pelas resultantes das tensões atuantes nas “m” fatias de concreto e “n” camadas de armadura, conforme mostrado nas equações 5.1, 5.2 e 5.3:

$$\sum_{i=1}^m \sigma_{cli} b_i h_i + \sum_{j=1}^n \sigma_{slj} A_{sj} = N \quad 5.1$$

$$\sum_{i=1}^m \sigma_{cli} b_i h_i y_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_{slj} A_{sj} y_{sj} = M + N \cdot y_0 \quad 5.2$$

$$\sum_{i=1}^m \tau_{clti} b_i h_i = V \quad 5.3$$

Além das condições de equilíbrio garantidas pelas equações acima, também é levada em consideração a condição de compatibilidade de deformações, adotando-se a hipótese básica de que as seções planas permanecem planas durante todo o processo, e que a aderência entre o concreto e o aço é perfeita.

Para encontrar o equilíbrio de modo que a equações 5.1, 5.2 e 5.3 sejam atendidas simultaneamente, o processo requer a estimativa do estado de deformações longitudinais e da distribuição das tensões de cisalhamento ao longo da altura da seção. Essa última é obtida por um processo iterativo, obedecendo-se a hipótese básica do campo de compressão diagonal a qual sugere que a direção da tensão principal de compressão média coincide com a direção da deformação principal de compressão média.

5.2.3 Relações constitutivas adotadas para os materiais.

5.2.3.1 - Comportamento do Concreto

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. Para tanto, a resistência f_{cd} foi reduzida com o uso do coeficiente β_1 , conforme indicado:

$$\sigma_2 = -\frac{f_{cd}}{\beta_1} \cdot \frac{\beta\eta}{\beta - 1 + \eta^\beta} \quad 5.4$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \left(\frac{E_c \cdot \varepsilon_0}{f_{cd}/\beta_1}\right)^{-1}} \quad 5.5$$

$$\eta = \left| \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right| \quad 5.6$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,27 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} = 0,58 - 0,27 \frac{\gamma_m}{\varepsilon_2} \geq 1 \quad 5.7$$

As leis descritas acima são válidas para $-\varepsilon_u \leq \varepsilon_2 \leq 0$ para o concreto do tipo 1 (CT=1), com ramo descendente, ou para $-\varepsilon_0 \leq \varepsilon_2 \leq 0$ para o concreto do tipo 2 (CT=2), sem ramo descendente, para o qual $\sigma_2 = -f_{cd} / \beta_1$ para $-\varepsilon_u \leq \varepsilon_2 \leq \varepsilon_0$. Assume-se como ε_1 a deformação específica principal de tração, e γ_m a distorção máxima do concreto.

O diagrama Tensão x Deformação para concreto tipo 2 foi incluído no programa como uma opção para eventuais comparações entre resultados obtidos pelo CACODI e normas de projeto que adotam o diagrama parábola-retângulo para o concreto. A Figura 5.2 apresenta os diagramas Tensão x Deformação do concreto para o Tipo 1 (CT=1) e Tipo 2 (CT=2).

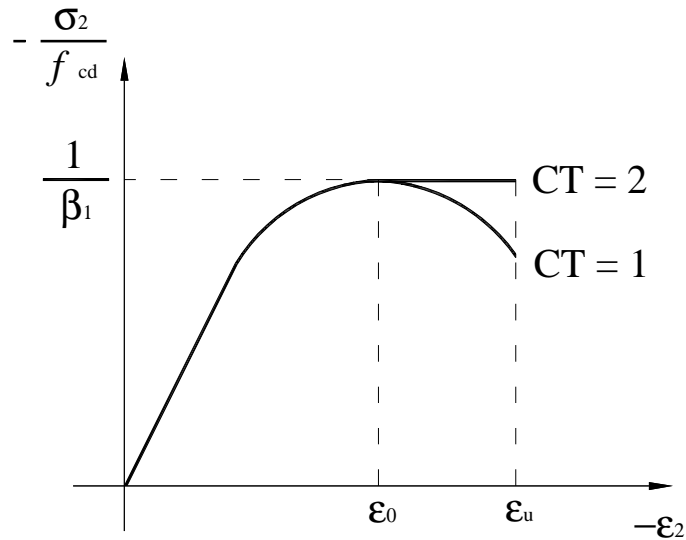


Figura 5.2 - Diagrama Tensão x Deformação para o concreto comprimido.

Para o concreto, quando 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 mesmo modo adotado por VECCHIO e COLLINS (1982):

$$\sigma_1 = E_c \cdot \varepsilon_1 \quad \text{para } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr} \quad 5.8$$

$$\sigma_1 = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_1}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{cr}} \right)^2 \quad \text{para } \varepsilon_{cr} \leq \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{tu} \quad 5.9$$

$$\sigma_1 = 0 \quad \text{para } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{tu} \quad 5.10$$

$$f_{cr} = 0,33\sqrt{f_{cd}} \text{ (MPa)} \quad 5.11$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad 5.12$$

No programa CACODI manteve-se a forma do diagrama ($\sigma_1 \times \varepsilon_1$) para a tração, mas arbitrou-se $\varepsilon_{tu} = 5 \times 10^{-3}$, de acordo com o diagrama da Figura 5.3

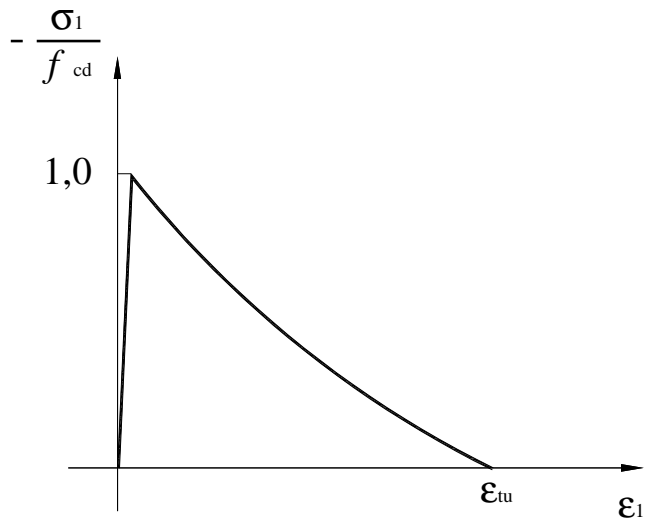


Figura 5.3 - Diagrama Tensão x Deformação para o concreto tracionado.

5.2.3.2 - Comportamento do Aço

Para o aço, admitiram-se dois tipos de comportamento de acordo com a classificação em Tipo A ou Tipo B:

Para o aço do tipo A, foi adotado um comportamento bi-linear como indicado na Figura 5.4:

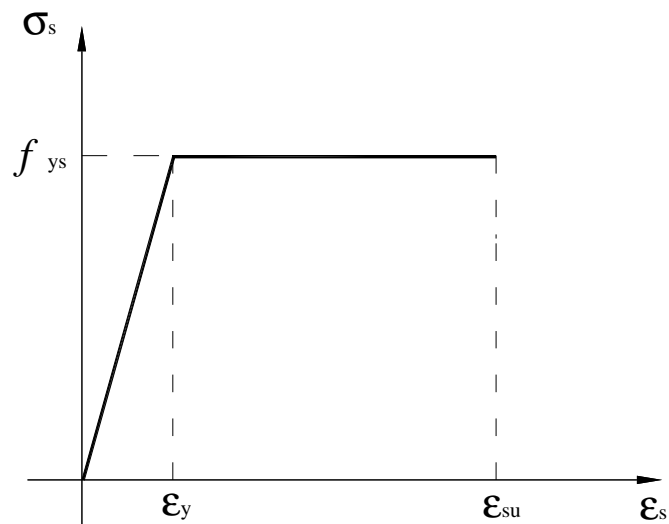


Figura 5.4 - Diagrama de Tensão x Deformação para um aço Tipo A.

Sendo a tensão σ_s na armadura expressa por:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{para } -\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad 5.13$$

$$\sigma_s = \pm f_y \quad \text{para } -\varepsilon_y \geq \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \quad 5.14$$

Onde:

E_s = Módulo de elasticidade da armadura,

f_y = Tensão de escoamento na armadura

ε_s = Deformação na armadura

ε_y = Deformação de escoamento da armadura

Para o aço do tipo B, o comportamento acompanha a seguinte relação:

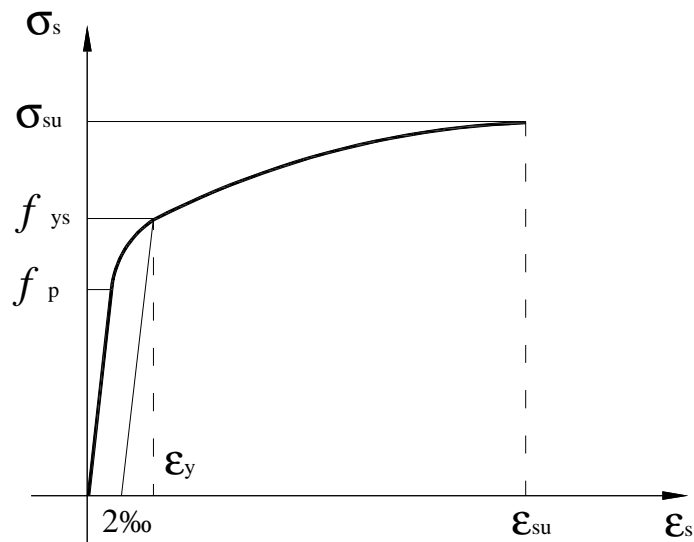


Figura 5.5 – Diagrama de Tensão x Deformação para um aço tipo B.

$$f_p = 0,8f_y \quad \text{limite de proporcionalidade} \quad 5.15$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_p = 0,8f_y / E_s \quad 5.16$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= A + \sqrt{A^2 - B} \\ A &= \left(0,8 - \frac{10 \cdot f_y}{E_s}\right) \cdot f_y \\ B &= (0,64 - 20 \cdot \varepsilon_s) \cdot f_y^2 \\ \varepsilon_s &= \frac{\sigma_s}{E_s} + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_y} - 0,8\right)^2 \end{aligned} \right\} \text{ para } \varepsilon_p \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} = 10 \% \quad 5.17$$

5.3 PROGRAMA FLECO 2

Todas as relações constitutivas e os critérios de convergência para o equilíbrio das seções utilizadas pelo CACODI descritos no Item 5.2 serão mantidas para o programa FLECO 2.

Para que se pudesse utilizar de recursos computacionais mais versáteis, o código do programa foi passado para a linguagem *FORTRAN 90*.

No trabalho de DANTAS (2006), buscou-se uma maneira de se levar em conta no programa os efeitos de segunda ordem na análise de peças sob flexo-compressão reta. Entretanto, não se pôde fazê-lo de maneira automática, sendo necessário o uso de uma planilha eletrônica como ferramenta auxiliar nesse processo.

Um pilar com carga excêntrica deforma-se transversalmente, gerando momentos fletores de segunda ordem que só podem ser determinados após o conhecimento dos deslocamentos transversais das seções correspondentes.

No trabalho de DANTAS (2006), o eixo deformado do pilar foi representado por 6 (seis) seções transversais de uma de suas metades. Para cada passo de carga o programa CACODI era usado para analisar essas 6 seções solicitadas pela carga (N) e por momentos $M_{i,n} = N(e + \delta_{i-1,n})$, onde (e) é a excentricidade inicial e ($\delta_{i-1,n}$) é o deslocamento transversal do eixo do pilar na seção (n), determinado na iteração anterior (i-1).

O programa determinava a curvatura para cada seção enquanto a planilha eletrônica auxiliar era usada para calcular os deslocamentos (δ_i) aplicando os dois teoremas do

Método das Áreas de Momentos Fletores Reduzidos (M/EI) da Mecânica dos Corpos Deformáveis ou Resistência dos Materiais ("Moment Area Method").

Os novos deslocamentos eram então usados, ainda na planilha, para o cálculo de novos momentos $M_{i,n} = N(e + \delta_{i-1,n})$, que eram inseridos no programa em uma nova etapa do processo iterativo que se repetia até que a diferença entre valores sucessivos de deslocamento máximo fosse menor que um determinado valor estabelecido pelo usuário. Essa verificação de convergência era feita também na planilha auxiliar.

A sub-rotina SECORDER, elaborada nesse trabalho, tem a função de substituir a planilha eletrônica no cálculo dos esforços de segunda ordem. Dessa forma, o usuário deve fornecer apenas a primeira entrada, e o programa repete o processo automaticamente até que se estabeleçam as condições de convergência ou não convergência para cada passo de carga.

Programa FLECO 2

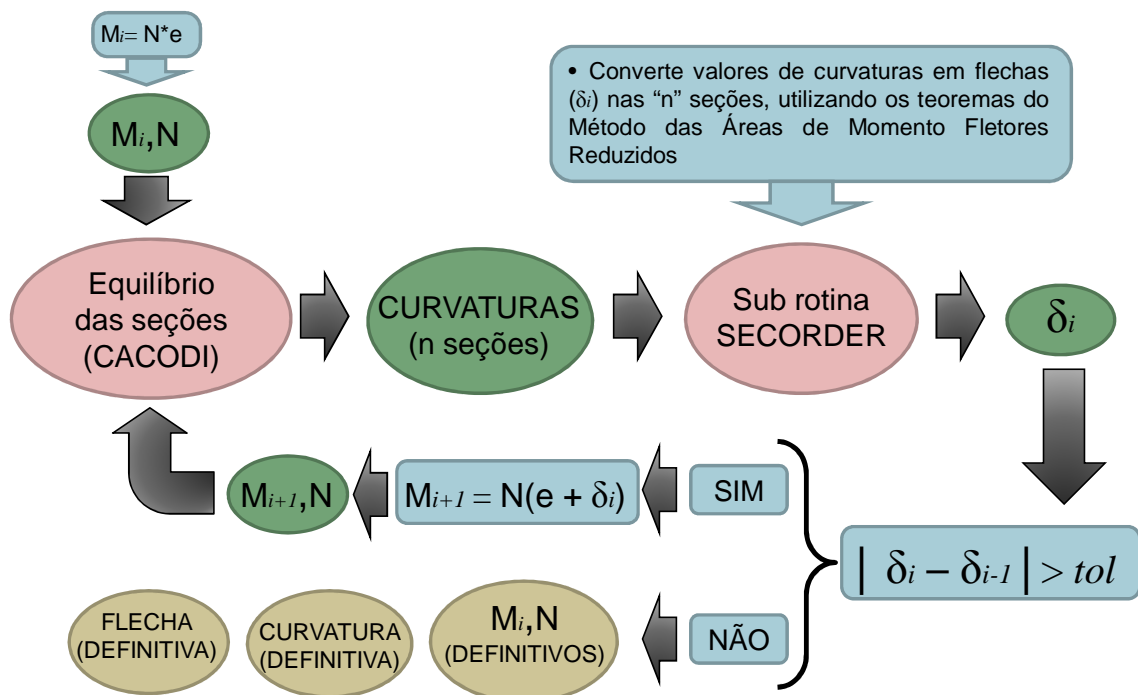


Figura 5.6 - Fluxograma do funcionamento do FLECO 2

Além da sub-rotina, o programa principal sofreu outra alteração onde foram excluídas as considerações dos esforços cortantes, passando a analisar apenas as tensões normais ao longo da altura da seção.

Tal alteração implicou na mudança do nome do programa, uma vez que ele já não mais utilizará a Teoria do Campo de Compressão Diagonal.

5.3.1 Sub-rotina SECORDER

A sub-rotina SECORDER é baseada nos dois Teoremas do Método da Área do Diagrama de Momentos Fletores Reduzidos, extraídos da Mecânica dos Corpos Deformáveis ou Resistência dos Materiais.

Uma viga submetida a um carregamento que provoque momentos fletores $M(x)$ ao longo de seu eixo sofre deformações transversais, sendo a posição do seu eixo deformado ou linha elástica da viga representada por $y(x)$.

Seja θ o ângulo de inclinação da tangente em um ponto da linha elástica da peça, tomando ds como um elemento diferencial da linha elástica, demonstra-se que a curvatura φ é dada por:

$$\varphi = \frac{d\theta}{ds} \quad 5.18$$

Para pequenas deformações pode-se assumir que $ds \cong dx$ e então:

$$\varphi \cong \frac{d\theta}{dx} \quad 5.19$$

Pode-se demonstrar também que:

$$\varphi = \frac{M(x)}{EI} \quad 5.20$$

e então:

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{M(x)}{EI} \quad 5.21$$

$$d\theta = \frac{M(x)}{EI} dx \quad 5.22$$

Tomando dois pontos quaisquer A e B pertencentes à linha elástica e integrando a equação 5.22 no limite de A até B, tem-se:

$$\int_A^B d\theta = \int_{x_A}^{x_B} \frac{M(x)}{EI} dx \quad 5.23$$

$$\theta_B - \theta_A = \int_{x_A}^{x_B} \frac{M(x)}{EI} dx \quad 5.24$$

Assim, temos o Primeiro Teorema: O ângulo entre as tangentes entre dois pontos da linha elástica $\theta_{B/A}$ é igual à área do diagrama de momento fletores reduzidos (M/EI) entre os dois pontos (A e B).

Para se encontrar o deslocamento num ponto genérico, aplica-se o Segundo Teorema do Método das Áreas do Diagrama de Momentos Fletores Reduzidos, o qual diz que o desvio tangencial $t_{B/A}$, que é a distância medida perpendicularmente ao eixo indeformado da viga entre um ponto da linha elástica e a tangente em outro ponto da mesma linha elástica deve ser igual ao momento estático da área do diagrama de momentos fletores reduzidos entre os dois pontos em relação à vertical que passa pelo ponto B. O desvio tangencial $t_{B/A}$ pode ser escrito da forma:

$$t_{A/B} = \int_A^B x_1 \cdot \frac{M(x)}{EI} dx \quad 5.25$$

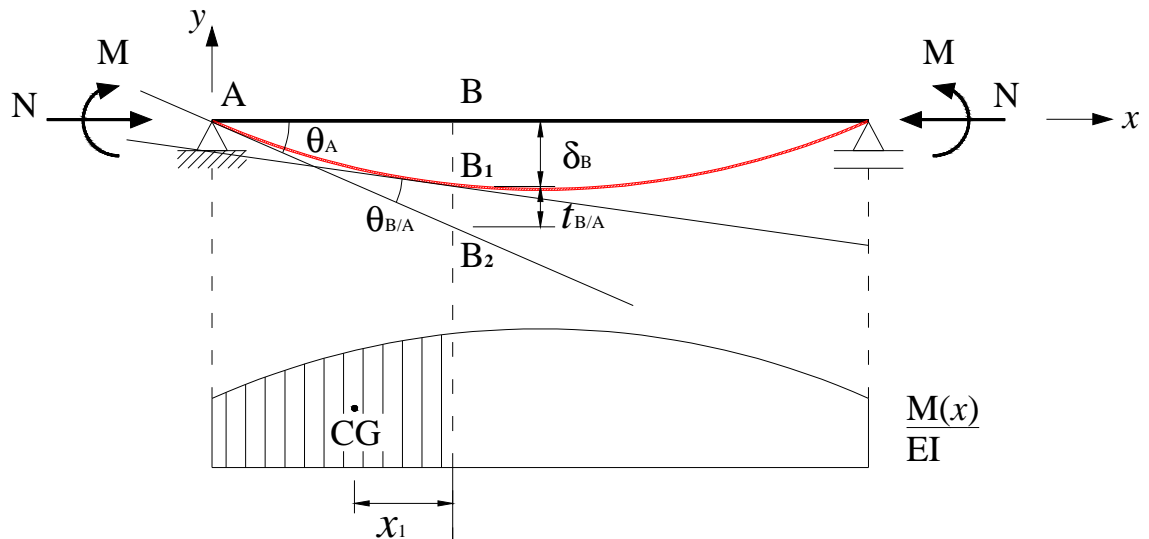


Figura 5.7 - Deformada e Diagrama de momentos fletores reduzidos de uma peça sob Flexo-Compressão Reta.

Por fim, de acordo com a Figura 5.7 particularizada para o caso de uma viga com carga axial excêntrica nas extremidades, e para o ponto A colocado na extremidade esquerda, origem do sistema de coordenadas (x,y), a flecha (δ_B) no ponto B é igual:

$$\delta_B = \overline{BB_2} - t_{B/A} \quad 5.26$$

onde:

$$\overline{BB_2} = \overline{AB} \cdot \theta_A \quad 5.27$$

Podendo-se obter o valor de θ_A , aplicando-se o Primeiro Teorema do Método da Área do Diagrama de Momentos Fletores Reduzidos entre os pontos A e o ponto médio da seção, que, para esse tipo de carregamento, apresenta um valor da tangente da linha elástica igual a zero.

Em sua aplicação, a sub-rotina SECORDER recebe do programa principal os dados de curvatura das seções PHY2(n). As alturas correspondentes a cada seção HSECAO(n) devem ser informadas na seqüência do apoio para o meio do vão (Figura 5.8).

De posse desses valores, primeiramente é calculado o momento estático $D(n)$ correspondente a cada área $A(n)$ dos diagramas formados pelas curvaturas ao longo do comprimento da peça. A sub-rotina executa essa operação dividindo as áreas em triângulos $AT(n)$ e retângulos $AR(n)$.

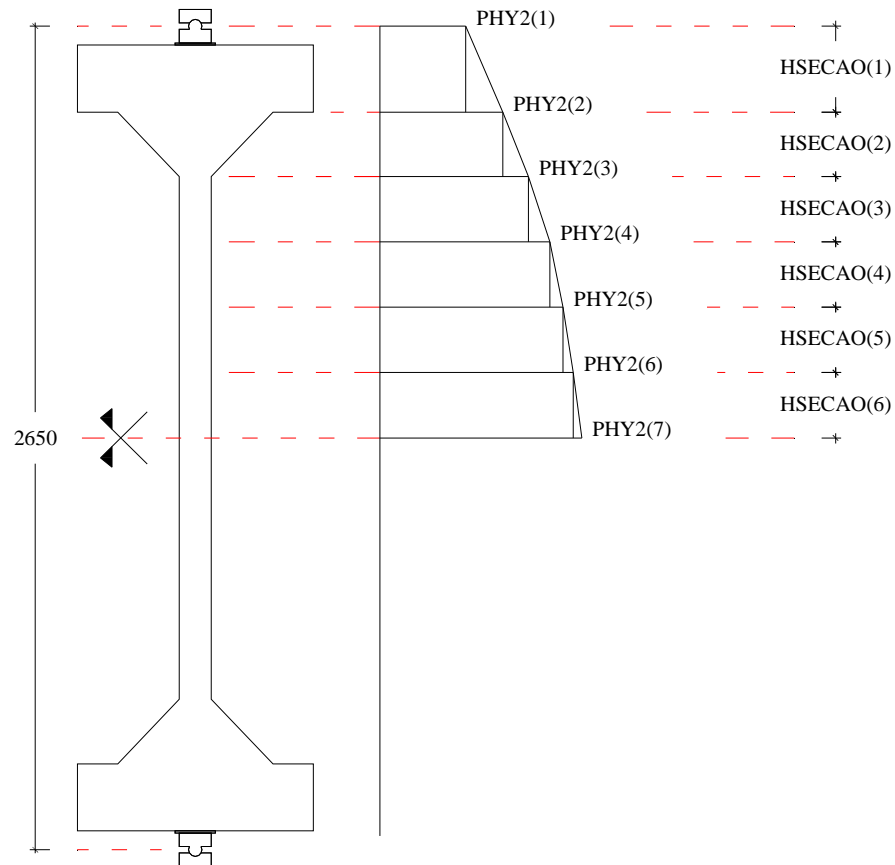


Figura 5.8 - Esquema de cálculo do momento estático das áreas

Em seguida, é calculado o valor do ângulo entre as tangentes da linha elástica no apoio (TETAA) e no meio do vão. A partir deste ângulo são obtidos para todas as seções os valores das deflexões $DELTA(n)$, de acordo com o momento estático $D(n)$ da área do diagrama acima do comprimento relativo àquela seção.

A sub-rotina será ignorada pelo programa principal caso o usuário queira analisar o equilíbrio de apenas uma seção. O Anexo D traz o código utilizado pela sub-rotina SECORDER.

5.4 PARÂMETROS ADOTADOS NO CÁLCULO DOS MODELOS DA PESQUISA.

Para a aplicação do FLECO 2 nos modelos ensaiados nessa pesquisa, foram adotados os seguintes parâmetros na entrada de dados do programa.

5.4.1 Parâmetros geométricos da peça

Cada modelo das Séries 1 e 2 tiveram ao todo sete seções analisadas. Dessas sete seções, uma correspondia ao apoio da peça, uma era equivalente ao comprimento médio, e as demais foram escolhidas de acordo com a figura abaixo:

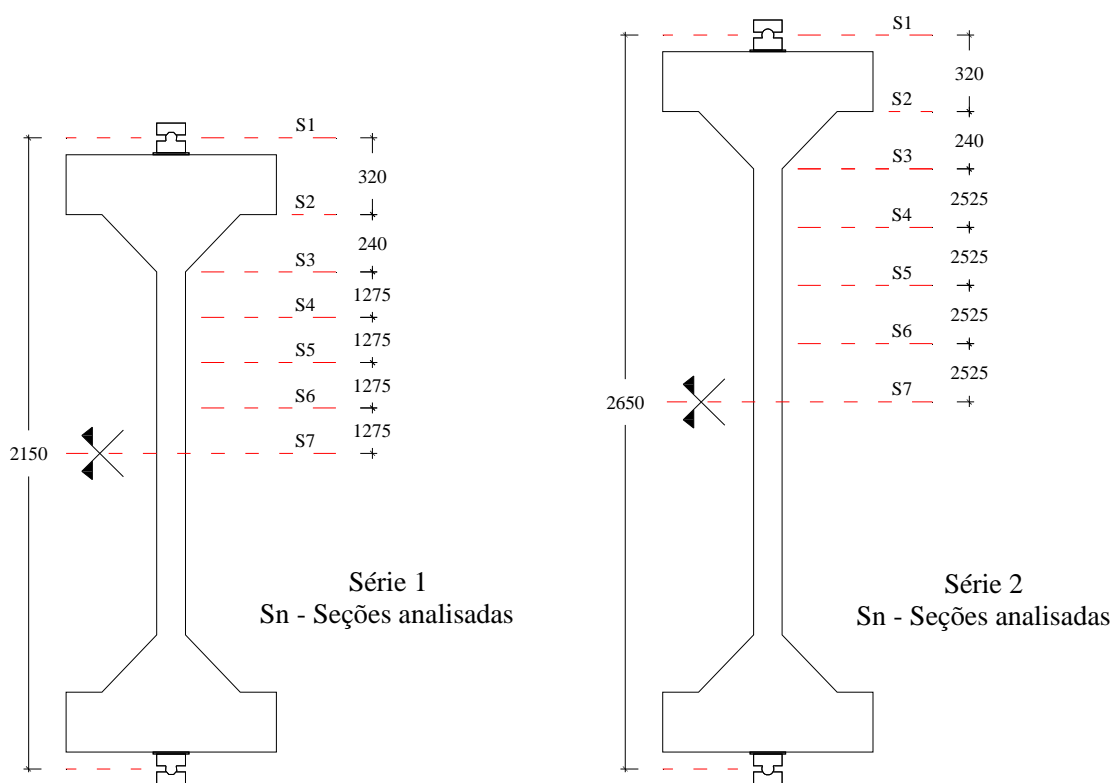


Figura 5.9 – Altura das seções analisadas em cada modelo

5.4.2 Propriedades mecânicas dos materiais.

Foram consideradas na entrada do programa, as propriedades mecânicas correspondentes aos ensaios dos materiais de cada modelo conforme descrito no capítulo 4.

Os coeficientes de redução da resistência do concreto e do aço, obrigatórios na entrada do programa, foram tomados como 1,0. Outro coeficiente também informado foi o da redução da resistência devido a carga de longa duração, também adotado como a unidade.

O diagrama de Tensão x Deformação escolhido para o aço, foi o do Tipo A, com comportamento elastoplástico, conforme descrito no item 5.2.3.2. Para o concreto, utilizou-se o diagrama de Tensão x Deformação do Tipo 1, que apresenta um ramo descendente. Ver item 5.2.3.1.

6 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No Capítulo 4 foram apresentados todos os resultados referentes aos ensaios por meio de tabelas, gráficos e fotografias. Com base em alguns estudos teóricos e experimentais, foi elaborada e apresentada no Capítulo 5 uma proposta para o cálculo do comportamento dos pilares ao longo do carregamento.

Na presente seção, os resultados experimentais desta pesquisa serão comparados com os resultados teóricos.

Os resultados das cargas de fissuração experimentais serão comparados com os valores obtidos através das análises seccionais do programa FLECO 2.

Para os modelos com carregamento excêntrico, os dados de deformação, deslocamentos e carga última extraídos do programa serão confrontados com os resultados experimentais. Para os modelos com excentricidade nula, serão comparados apenas os resultados de carga última, obtidos pela Teoria da Resistência dos Materiais.

Será realizada, também nesse capítulo, uma avaliação da influência da excentricidade e do índice de esbeltez sobre os demais parâmetros.

6.2 CARGAS DE FISSURAÇÃO

O procedimento para o cálculo da carga de fissuração dos modelos submetidos a carga excêntrica foi tomado como base nos resultados do programa FLECO 2. Através dos dados dos ensaios de tração e módulo de elasticidade, foram calculadas as deformações máximas de tração ϵ_{ct} pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c}$$

6.1

com

f_{ct} = Tensão máxima de tração no concreto (MPa)

E_c = Módulo de elasticidade do concreto (MPa)

Com os resultados das deformações máximas de tração ε_{ct} de cada modelo, obteve-se pelo programa FLECO 2 a carga correspondente àquela deformação, sendo definida como Carga de Fissuração Teórica. $P_{fiss, teo}$.

Para os modelos sob carga centrada, foi utilizada uma analogia a partir dos fundamentos do ensaio de compressão diametral para determinação da resistência à tração do concreto. Pode-se imaginar um cilindro com diâmetro de 490 mm e 250 mm de comprimento nas extremidades do pilar submetido a compressão diametral, o qual fissura com 712 kN. O cálculo mais detalhado é mostrado no Apêndice B.

A Tabela 6.1 traz uma comparação entre as cargas de fissuração teórica e os resultados experimentais, que foram tomados como o valor do carregamento correspondente à primeira fissura visível.

Tabela 6.1 – Carga de fissuração de flexo-compressão teórica e experimental

	Modelo	E_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	ε_{ct} (‰)	$P_{fiss, teo}$ (kN)	$P_{fiss, exp}$ (kN)	$\frac{P_{fiss, exp}}{P_{fiss, teo}}$
Série 1 (L=2,0 m)	PFN 0-2	27300	3,7	0,136	712 *	700,0	0,98
	PFN 15-2	20600	3,3	0,162	510,0	-	-
	PFN 24-2	27300	3,7	0,136	260,0	400,0	1,54
	PFN 30-2	20600	2,4	0,118	120,0	180,0	1,50
	PFN 40-2	20600	2,4	0,118	70,0	60,0	0,86
	PFN 50-2	20600	2,4	0,118	50,0	50,0	1,00
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 60-2	20600	3,3	0,162	50,0	60,0	1,20
	PFN 0-2.5	27300	3,7	0,136	712 *	700,0	0,98
	PFN 15-2.5	30000	3,5	0,117	490,0	-	-
	PFN 24-2.5	27300	3,7	0,136	190,0	340,0	1,79
	PFN 30-2.5	30500	3,9	0,128	160,0	240,0	1,50
	PFN 40-2.5	30500	3,9	0,128	100,0	80,0	0,80
	PFN 50-2.5	30500	3,9	0,128	70,0	60,0	0,86
PFN 60-2.5	30000	3,5	0,117	50,0	50,0	1,00	

* Cilindro Ø = 490 mm x L = 250 mm diametralmente comprimido.

De acordo com a análise, para os modelos PFN 0-2, PFN 0-2.5, PFN 15-2 e PFN 15-2.5, devido ao baixo valor de momento fletor decorrente da excentricidade nula ou pequena, a face tracionada ou menos comprimida não conseguiria atingir o valor da tensão última de tração do concreto (f_{ct}).

Para os modelos PFN 0-2 e PFN 0-2.5, as fissuras observadas no ensaio ocorreram na região dos apoios, na direção do eixo do pilar. As fissuras no PFN 15 - 2 não chegaram a cruzar toda a face do pilar, limitando-se apenas em um dos cantos, o que indica a presença de alguma excentricidade acidental na outra direção. O modelo PFN 15 – 2.5 fissurou apenas na ruptura.

6.3 CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA

Utilizando-se do equilíbrio de seções do programa FLECO 2, foi possível determinar a carga de ruptura apenas dos modelos em que foram aplicados carregamentos com excentricidade. Para tanto, o critério utilizado foi de se adotar como carga de ruptura o patamar a partir do qual não seria mais possível encontrar uma configuração de equilíbrio da seção, conforme os critérios de convergência estabelecidos no capítulo 5.

Para os modelos com carregamento centrado, utilizou-se da teoria da Resistência dos Materiais, associada a simplificações. Tal procedimento encontra-se demonstrado no Apêndice C.

A Tabela 6.2 mostra a comparação entre os resultados teóricos e experimentais da carga última dos modelos. O gráfico da Figura 6.1 também aponta pra essa relação, porém, com uma abordagem voltada para a influência da esbeltez na análise do programa FLECO 2, comparando-se os modelos de mesma excentricidade entre as duas séries.

Tabela 6.2 - Carga última teórica x experimental dos pilares ensaiados

	Modelo	e (mm)	$P_{u, exp}$ (kN)	$P_{u, teo}$ (kN)	$P_{u, exp}/P_{u, teo}$
Série 1 (L=2,0 m)	PFN 00-2	0,0	1255,0	1501,8	0,84
	PFN 15-2	15,0	662,0	610,0	1,09
	PFN 24-2	24,0	456,0	520,0	0,88
	PFN 30-2	30,0	317,0	340,0	0,93
	PFN 40-2	40,0	294,4	250,0	1,18
	PFN 50-2	50,0	232,0	200,0	1,16
	PFN 60-2	60,0	198,4	170,0	1,17
Série 2 (L=2,5 m)	PFN 00-2.5	0,0	1078,0	1448,2	0,74
	PFN 15-2.5	15,0	670,4	590,0	1,14
	PFN 24-2.5	24,0	360,8	310,0	1,16
	PFN 30-2.5	30,0	336,0	310,0	1,08
	PFN 40-2.5	40,0	246,0	230,0	1,07
	PFN 50-2.5	50,0	201,2	180,0	1,12
	PFN 60-2.5	60,0	164,8	160,0	1,03

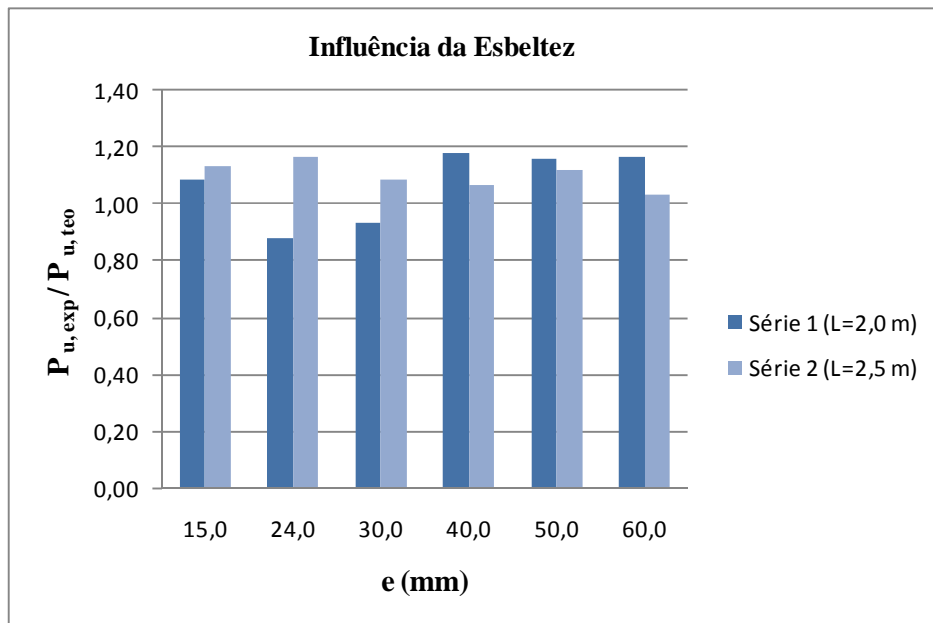


Figura 6.1 - Influência da excentricidade e da esbeltez na estimativa do programa

Com base nos resultados, constatou-se que o desempenho do programa FLECO 2 foi adequado na estimativa da carga última, principalmente nos modelos da Série 2 (L=2500 mm), para os quais foram previstos valores abaixo, porém muito próximos da carga última experimental.

Na Série 2, as estimativas seguiram uma relação consistente, com valores pouco dispersos da média de 1,07.

Para os valores da Série 1 (L=2000 mm) o desempenho também foi satisfatório, porém, nos modelos PFN 24 – 2,0 e PFN 30 – 2,0, a carga prevista foi superior ao valor real. As relações entre as cargas estimadas e experimentais de todos os modelos apresentaram uma média de 1,10, entretanto os valores tiveram uma dispersão superior aos da Série 1.

Cabe observar que a carga última é muito sensível a variação da excentricidade, e durante a locação das rótulas nos ensaios, podem ocorrer erros gerando excentricidades acidentais.

No caso dos pilares com carga centrada a estimativa teórica ficou bem acima do valor experimental, mostrando ser plenamente justificada a exigência das normas de se calcular os pilares com uma excentricidade acidental.

6.4 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO

Nessa seção, as estimativas do programa FLECO 2 serão confrontadas com os resultados dos ensaios. Para tanto, as deformações experimentais foram consideradas a partir da média dos valores registrados pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3, na face comprimida dos pilares.

Os gráficos Carga x Deformação na Seção 6.4.1 correspondem aos modelos da Série 1 e na Seção 6.4.2 aos modelos da Série 2.

6.4.1 Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica do concreto – Série 1 (L = 2000 mm)

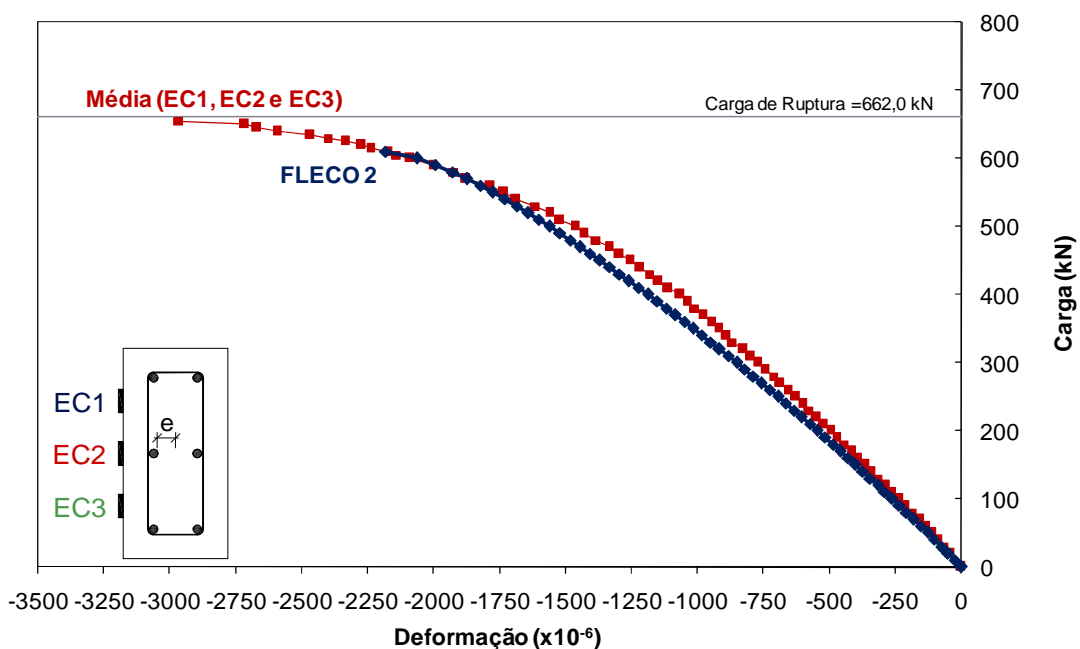


Figura 6.2 – Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 15 – 2,0

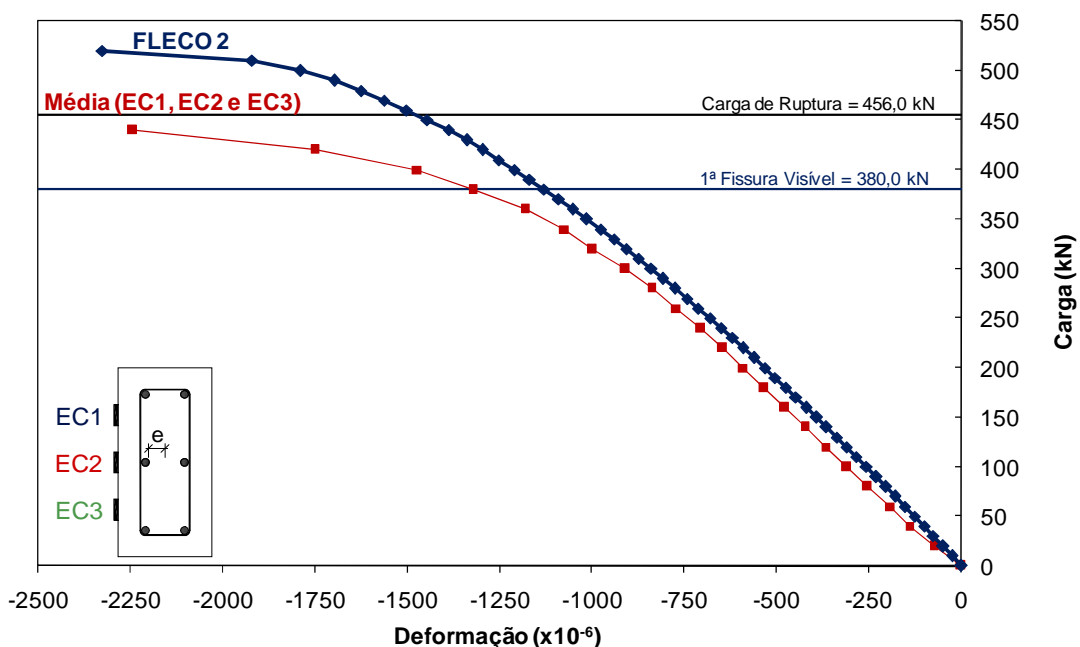


Figura 6.3 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 24 – 2,0

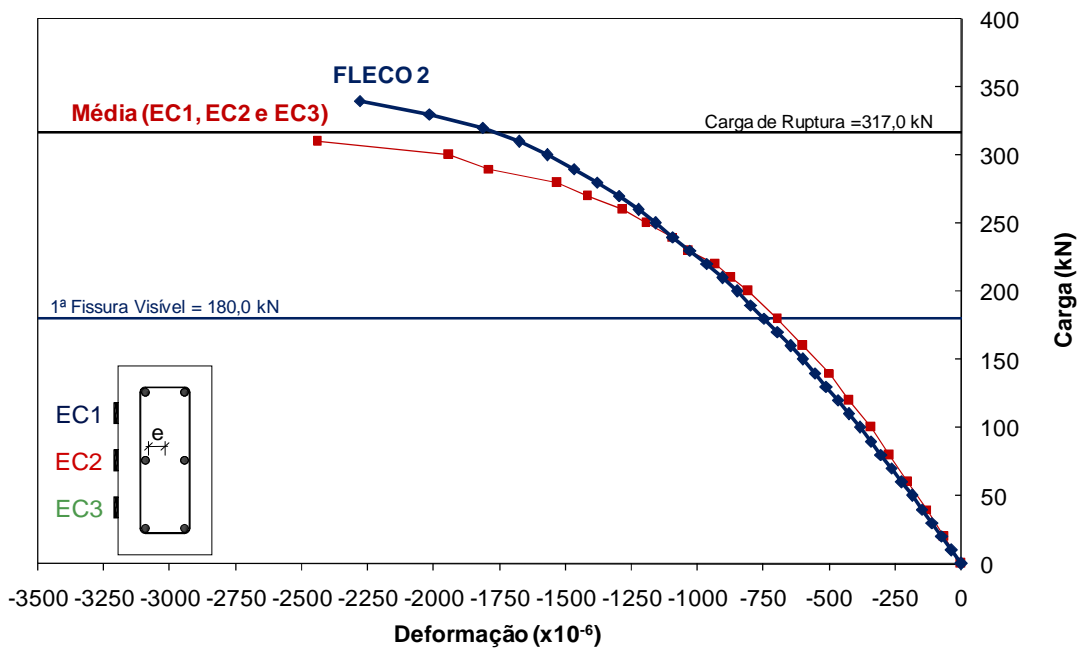


Figura 6.4 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)

PFN 30 – 2,0

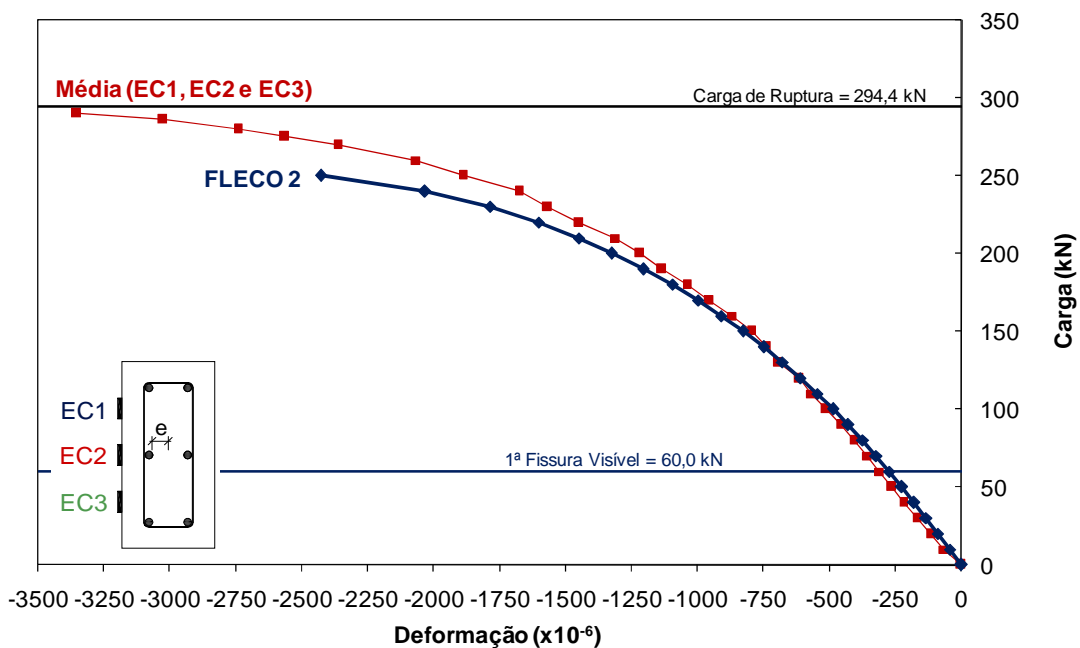


Figura 6.5 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)

PFN 40 – 2,0

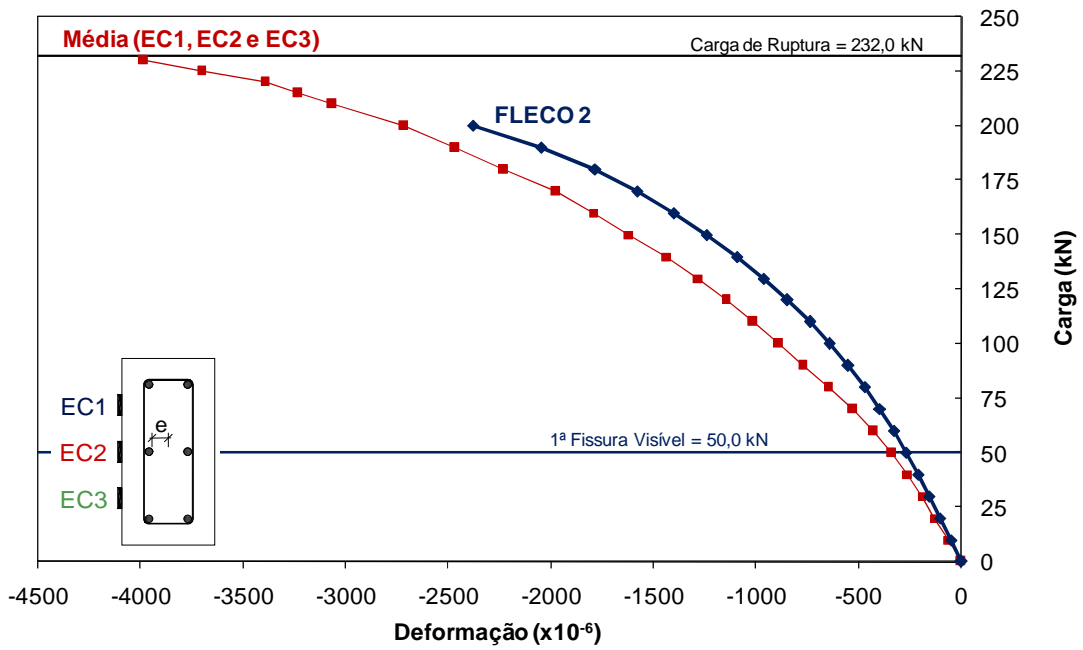


Figura 6.6 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 50 – 2,0

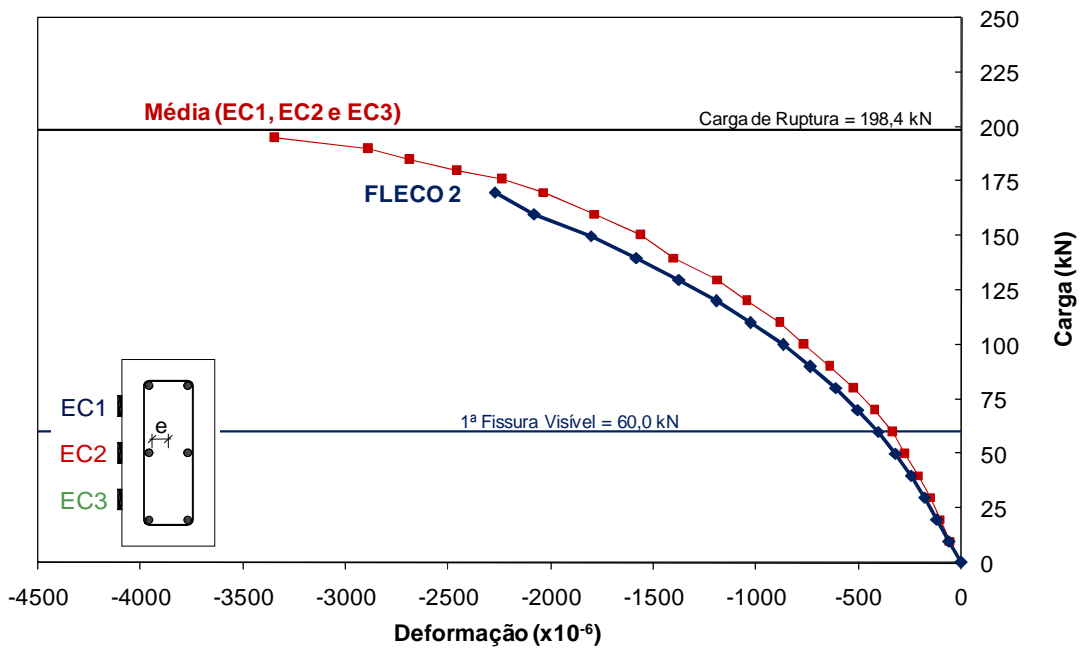


Figura 6.7 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 60 – 2,0

A Figura 6.2 aponta o desempenho do FLECO 2 na representação do comportamento do modelo PFN 15 – 2,0. O resultado mostrou-se adequado, com o programa representando um comportamento similar ao experimental até o limite onde se foi possível obter os resultados teóricos.

A representação das deformações do concreto comprimido do modelo PFN 24 – 2,0 (Figura 6.3) foram satisfatórias até antes da fissuração, com a tangente do gráfico teórico equiparada à experimental. Próximo da ruptura, o programa apresentou valores inferiores aos reais, sobretudo gerando deformações para carregamento superiores aos da ruína verificados no ensaio.

O comportamento do modelo PFN 30 – 2,0 foi bem representado pelo FLECO 2, exceto nas proximidades da ruptura, onde o programa estimou valores de deformação inferiores aos experimentais, além de também gerar resultados para carregamentos com valores superiores aos observados no ensaio.(Figura 6.4)

O FLECO 2 apresentou resultados compatíveis com os experimentais do PFN 40 – 2,0 (Figura 6.5), mostrando uma tangente coincidente com o gráfico das deformações experimentais. Próximo à ruptura do modelo, o programa gerou valores de deformação superiores aos experimentais, ficando limitado numa carga última inferior a real.

Na Figura 6.6, observa-se que o programa estimou valores ligeiramente inferiores aos de deformação experimental do concreto para o modelo PFN 50 – 2,0. Houve uma diferença na tangente inicial do gráfico, e após a fissuração, os valores passaram a se diferir até o ultimo registro do programa, que foi de -2,38‰, enquanto a média experimental acusava 2,72‰ para este mesmo patamar de carregamento a 86,2% da carga última.

A representação do comportamento do pilar PFN 60 – 2,0 pelo programa mostrou-se adequada, com os valores diferindo-se pouco em relação à média das deformações no concreto exceto por uma pequena diferença na tangente inicial do gráfico.

Também de acordo com o gráfico do PFN 60 – 2,0, no carregamento correspondente à fissuração, 60 kN, o programa estimou uma deformação de -0,41‰, enquanto o registro do ensaio era de -0,33‰. No último registro do programa a 85,7% da carga última, a

deformação do concreto era de $-2,28\%$ enquanto o experimental era de $2,03\%$. Percebe-se ainda, uma tendência de desvio do último ponto do gráfico gerado pelo programa, indicando um aumento de rigidez inesperado.

6.4.2 Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica do concreto – Série 2 (L = 2500 mm)

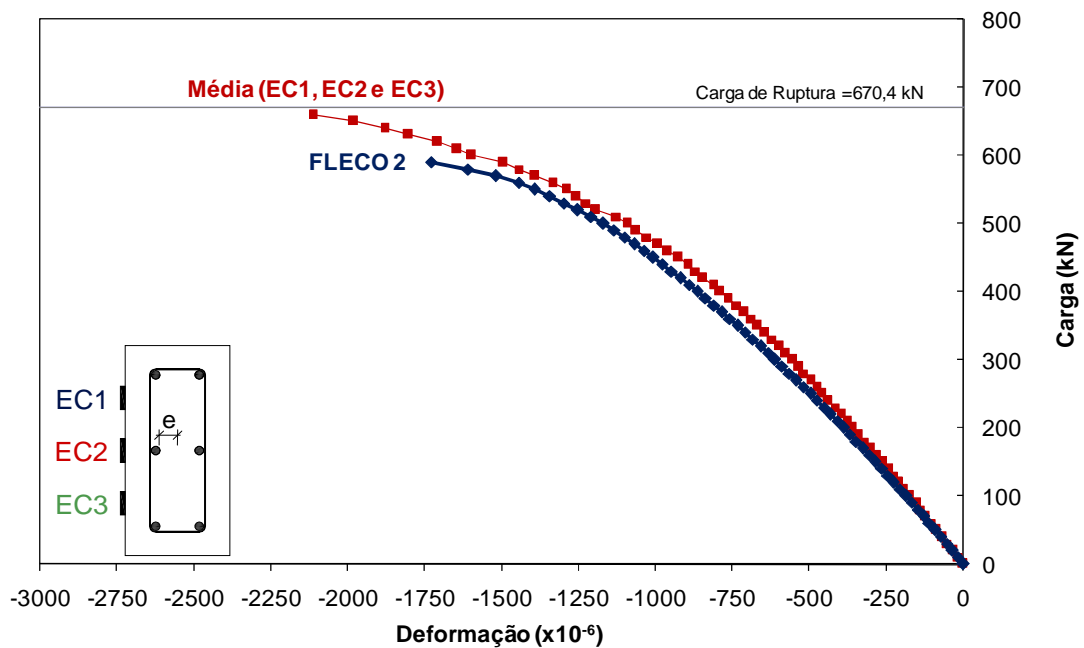


Figura 6.8 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)

PFN 15 – 2,5

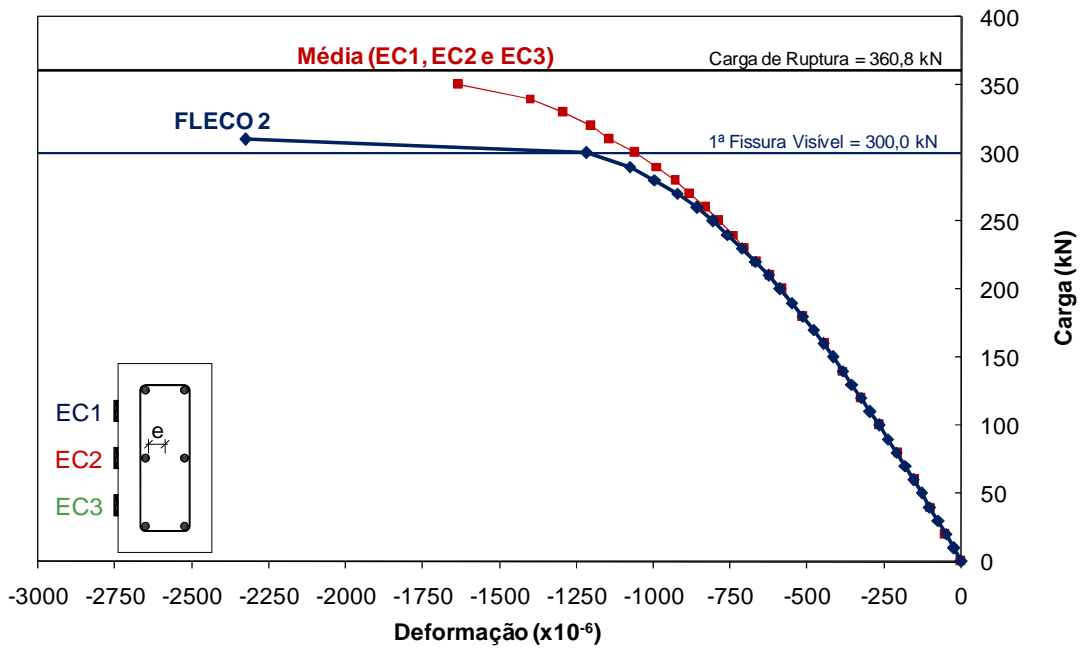


Figura 6.9 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 24 – 2,5

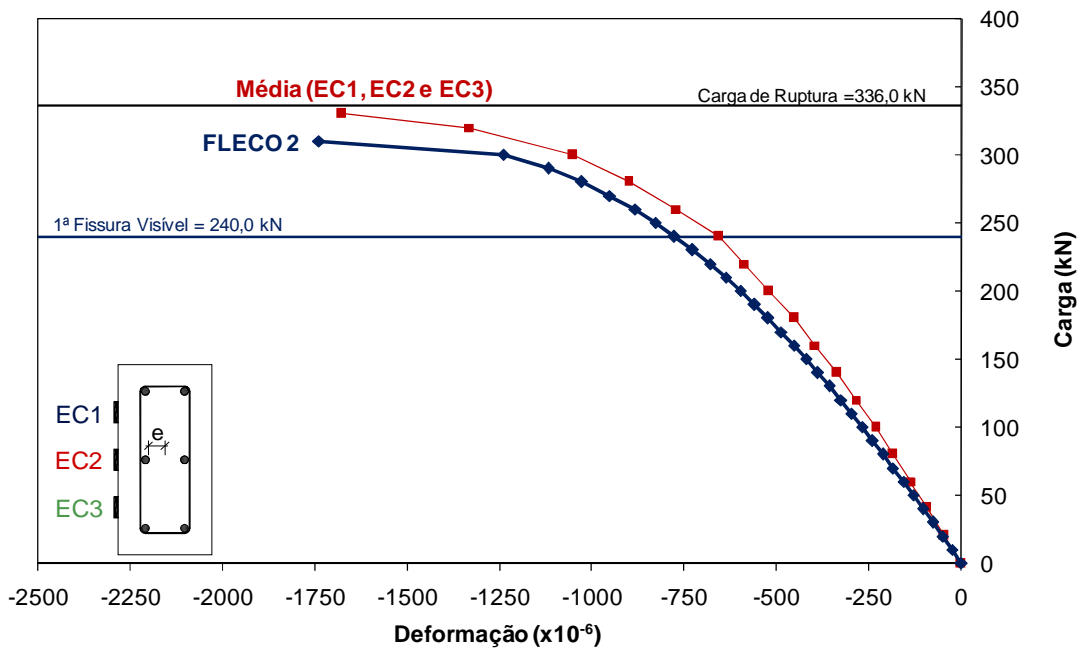


Figura 6.10 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 30 – 2,5

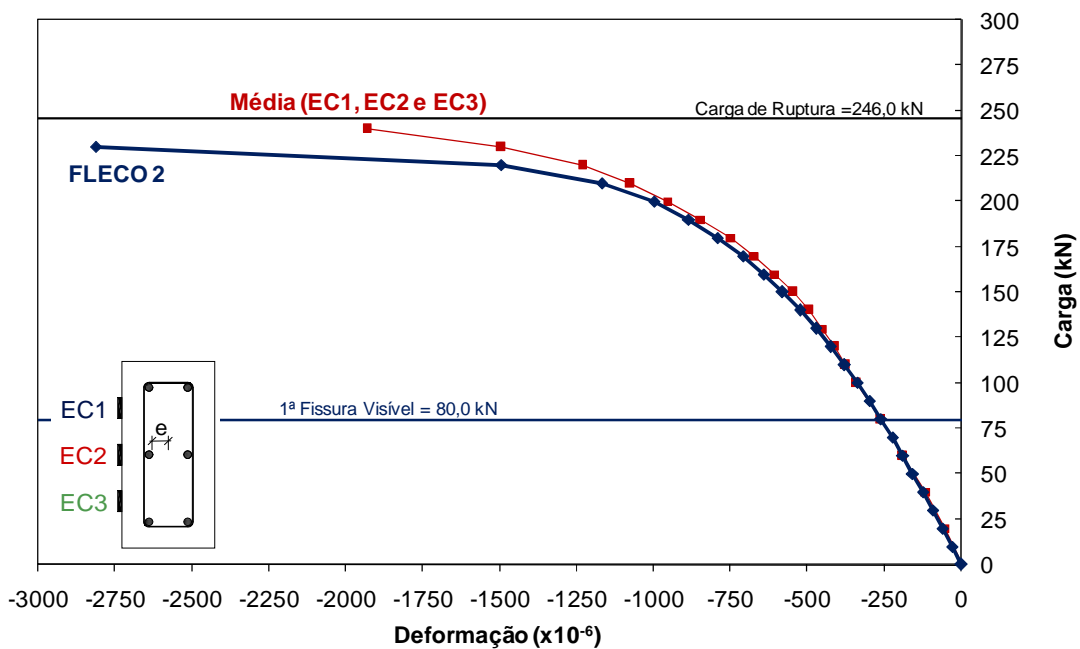


Figura 6.11 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 40 – 2,5

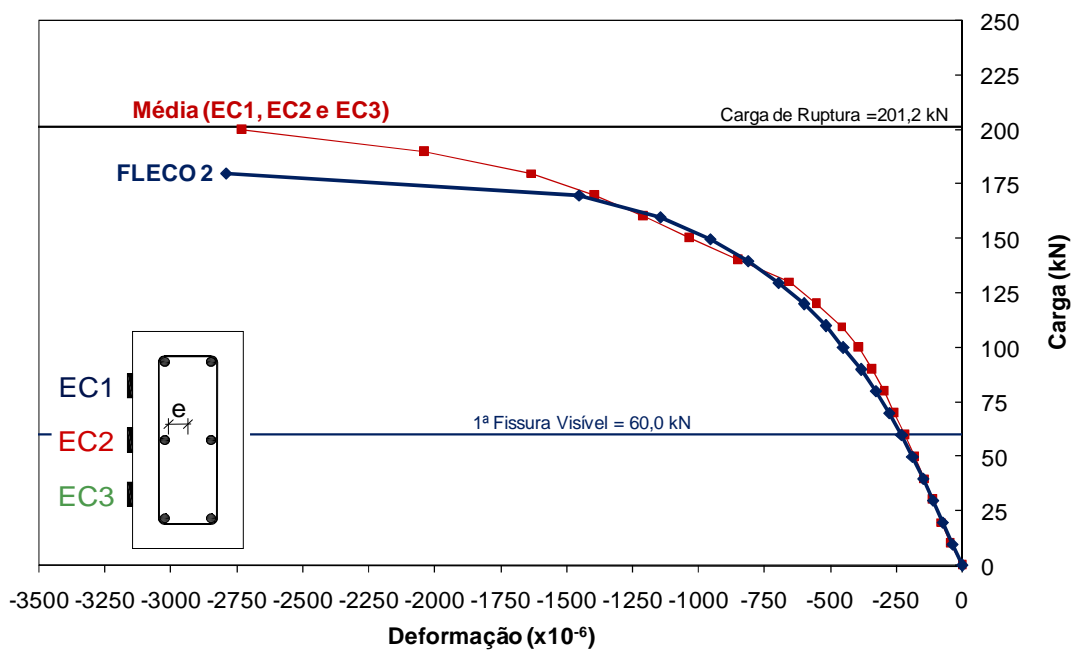


Figura 6.12 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 50 – 2,5

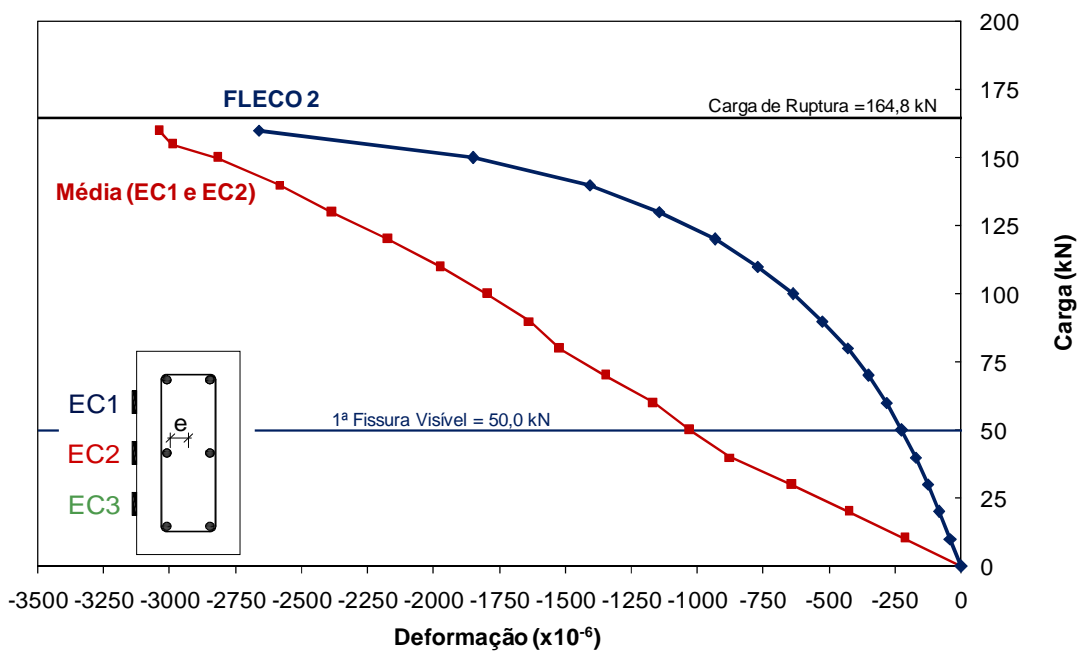


Figura 6.13 - Deformações específicas na superfície do concreto (Experimental e Teórica)
PFN 60 – 2,5

A estimativa do programa FLECO 2 para a deformação do concreto no modelo PFN 15 – 2,5 (Figura 6.8) mostrou-se coerente, acompanhando com fidelidade o comportamento da média experimental.

Para o modelo PFN 24 – 2,5, o programa representou até cerca de 65,0% da carga última, os resultados experimentais de deformação na superfície do concreto de maneira exata. A partir desse patamar o FLECO 2 apontou uma tendência assintótica não constatada no experimento, de modo que o último registro do programa, a 85,9% da carga última, acusou uma deformação de -2,33‰, enquanto o resultado experimental para esse mesmo passo de carga era de -0,79‰.

A Figura 6.10 mostra que para o modelo PFN 30 – 2,5, o CACODI representou os resultados experimentais com valores de deformação acima do registrado para um mesmo nível de carregamento, porém essa diferença não se mostrou significativa, exceto para os três últimos registros do programa, a partir de 86,3% da carga última.

A representação do FLECO 2 do pilar PFN40 – 2,5 mostrada na Figura 6.11, mais uma vez mostrou-se adequada, com o modelo gerando uma tangente inicial coincidente com o gráfico dos resultados experimentais. Esse comportamento foi representado com fidelidade até os dois últimos registros do programa, o qual apresentou uma tendência assintótica diferente da captada no experimento.

Na previsão do comportamento do modelo PFN 50 – 2,5, o programa também representou satisfatoriamente os resultados do ensaio. A curva experimental foi acompanhada pela teórica até o penúltimo registro. O último dado de deformação do FLECO 2 registrou um valor de deformação de -2,7 ‰ para uma carga de 180 kN, enquanto no experimento foi constatado um valor médio de -1,6‰.

Na Figura 6.13, a comparação entre os resultados teóricos e experimentais aponta para uma divergência entre as estimativas do programa e os valores obtidos no ensaio do PFN 60 – 2,5. Nas deformações iniciais até fissuração, ambos os gráficos tiveram um comportamento linear, porém, a inclinação mostrou-se muito mais acentuada nos valores do ensaio, chegando a registrar -1,0 ‰ no momento da primeira fissura visível, enquanto o FLECO 2 estimou uma deformação de -0,2 ‰ para o mesmo nível de carregamento. A partir daí, o comportamento gerado pelo programa tendeu a uma curva, enquanto o experimental continuou linear até a carga última.

O comportamento experimental do pilar PFN 60 – 2,5 com relação às deformações no concreto foi atípico com uma evolução quase linear até a ruptura. A causa pode ser atribuída a existência de alguma fissura de retração na região central do pilar.

6.5 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

Serão apresentadas as comparações entre os valores experimentais e as estimativas do programa FLECO 2 das deformações correspondentes às armaduras próximas às faces C e T da seção transversal. No Item 6.5.1 é feita a análise entre os valores teóricos e experimentais dos modelos da Série 1, já a Seção 6.5.2, mostra a comparação com relação aos modelos da Série 2.

Os valores experimentais foram tomados pela média das deformações medidas no ensaio, referentes às três barras localizadas em cada camada de armadura. Como foi exposto no Capítulo 4, em alguns ensaios ocorreram falhas nas medições em algumas barras, sendo a média, nesses casos, tomada apenas pelos resultados dos extensômetros que funcionaram corretamente.

6.5.1 Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica das armaduras longitudinais – Série 1 (L = 2000 mm)

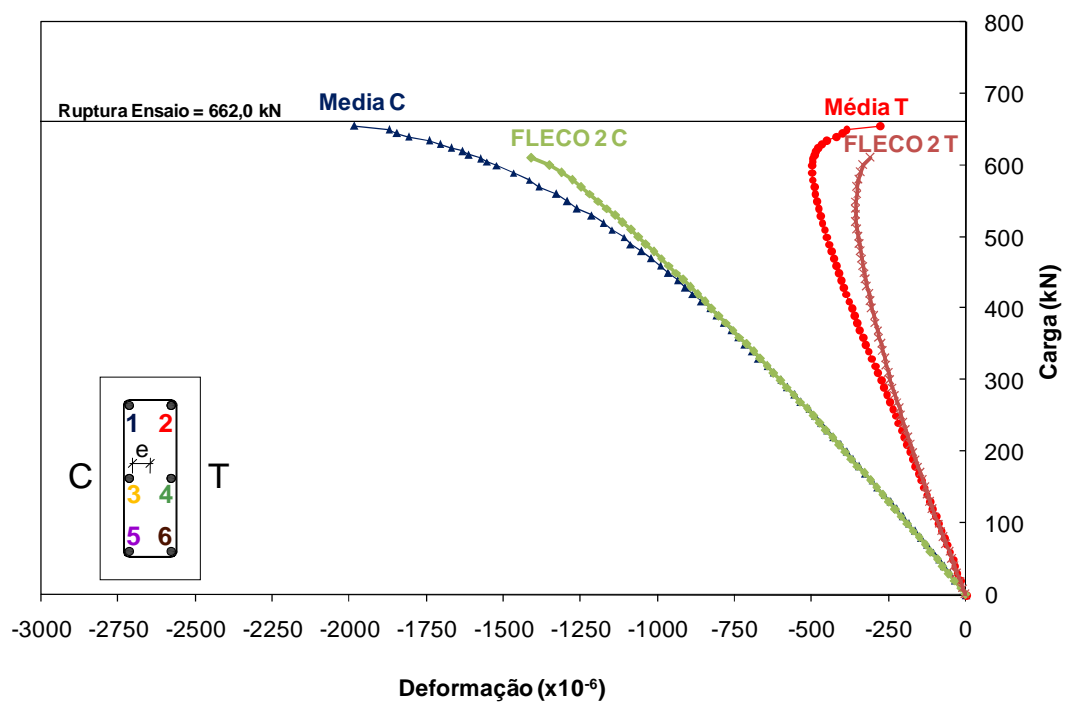


Figura 6.14 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 15 - 2,0

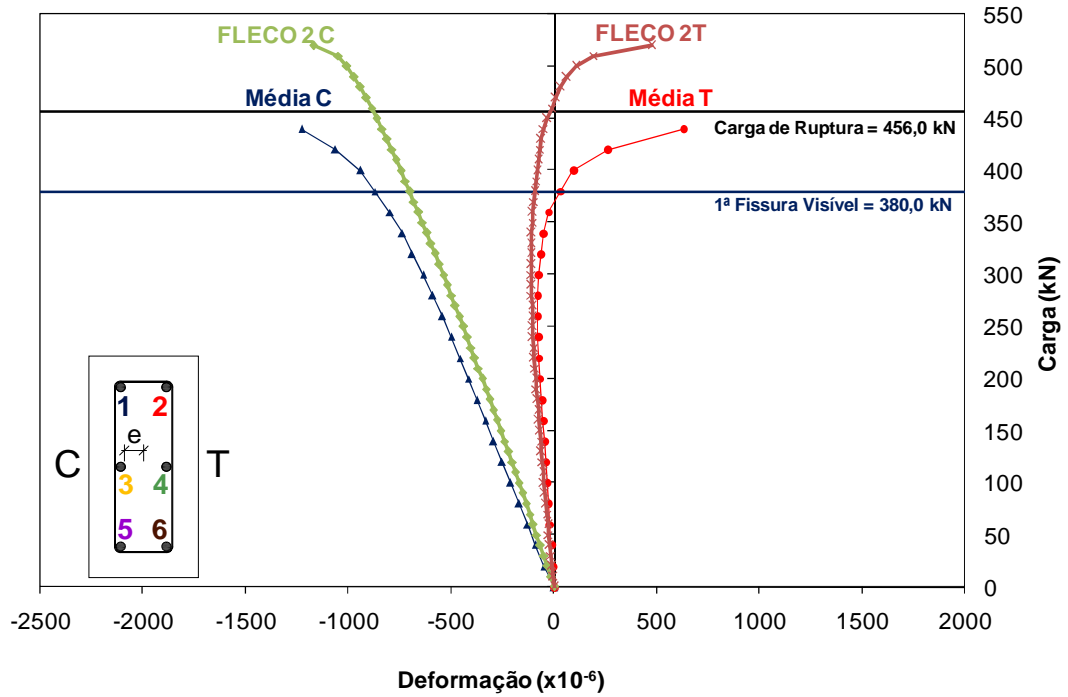


Figura 6.15 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 24 - 2,0

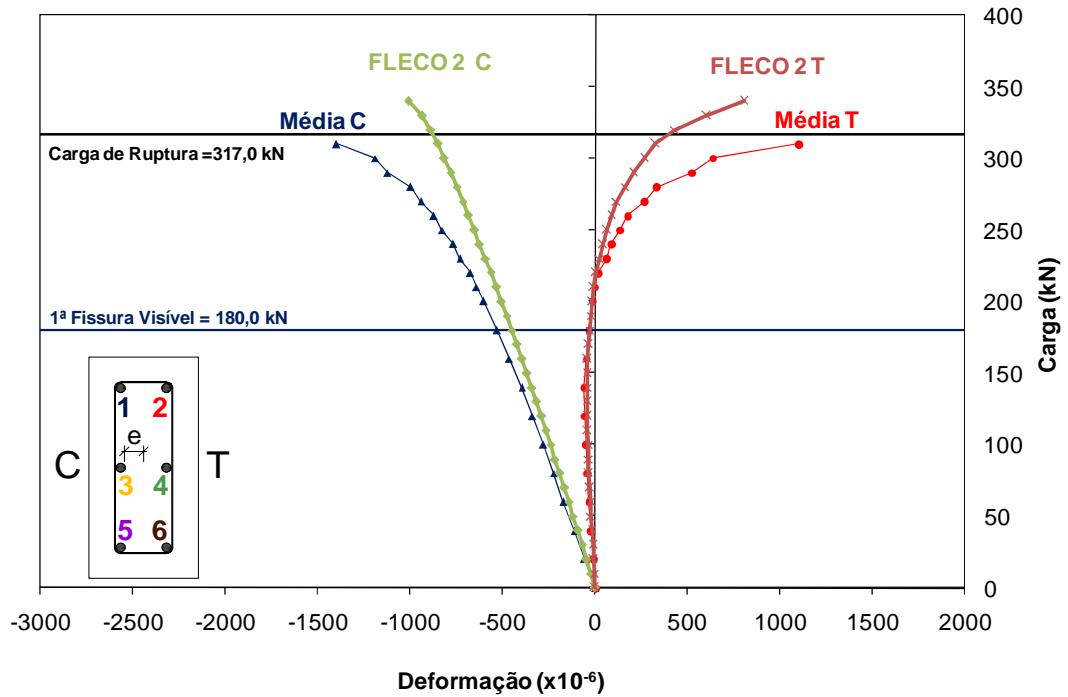


Figura 6.16 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 30 - 2,0

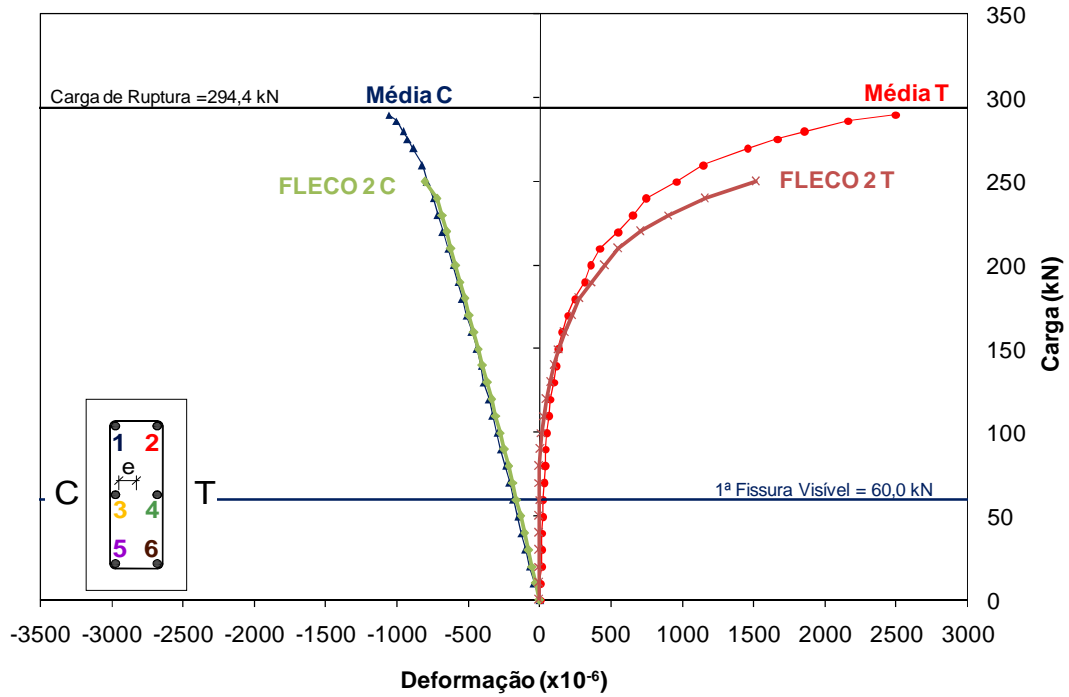


Figura 6.17 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 40 - 2,0

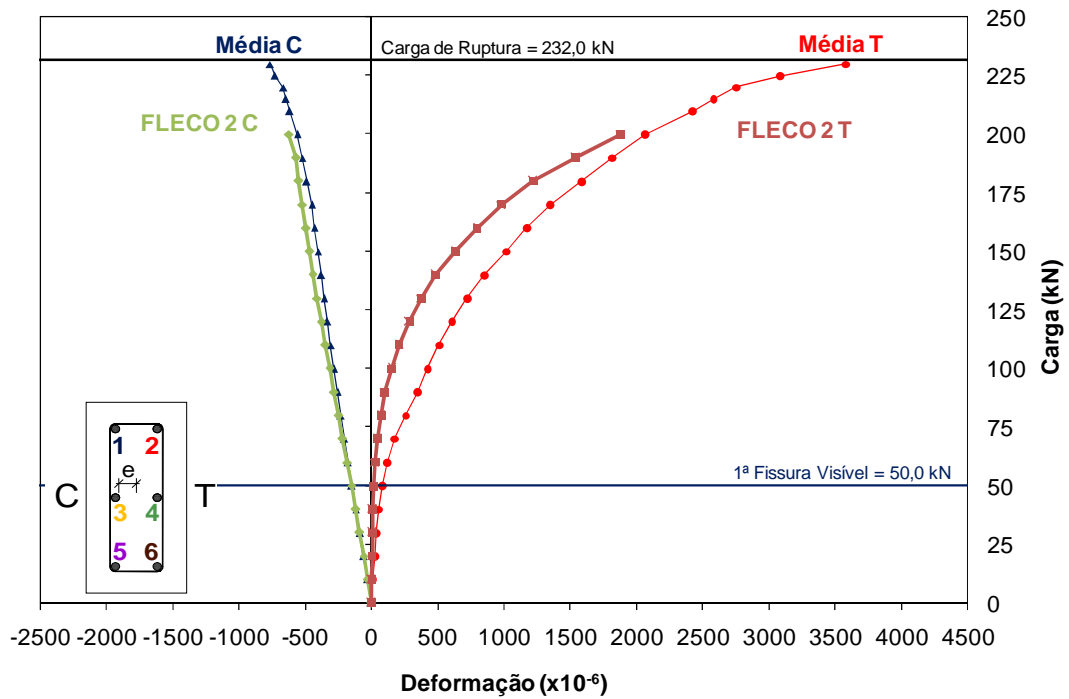


Figura 6.18 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 50 - 2,0

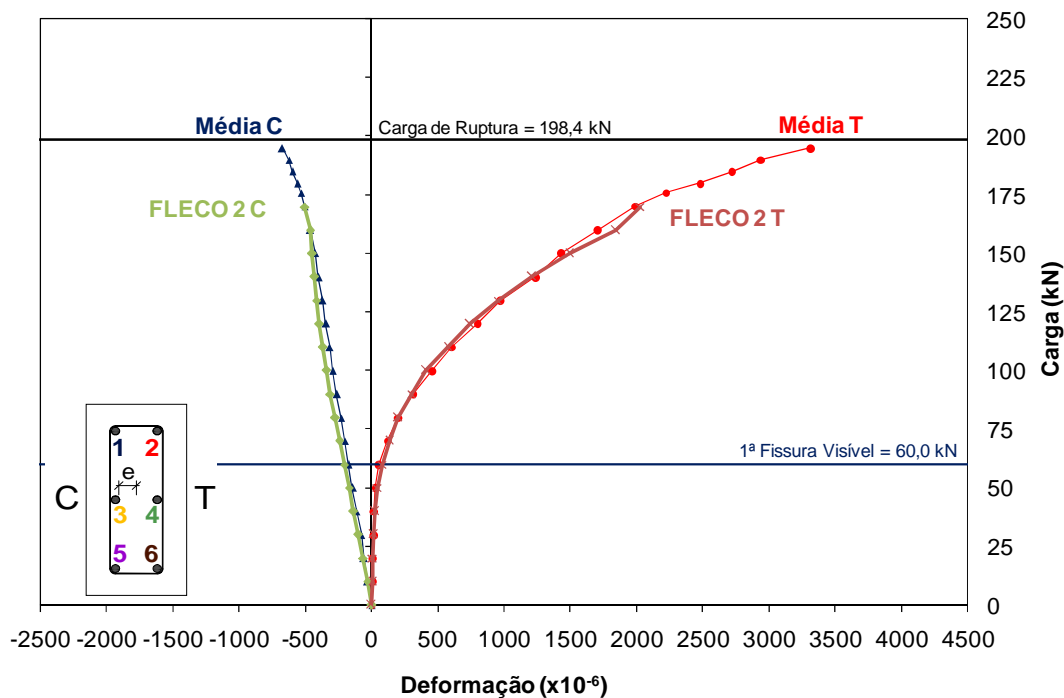


Figura 6.19 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 60 - 2,0

A representação do modelo PFN 15 – 2,0 pelo programa mostrou bons resultados no que diz respeito ao nível de deformação correspondente à camada das armaduras, tanto as mais comprimidas quanto as menos comprimidas, diferindo-se apenas nas proximidades da ruína, onde o programa mostrou-se mais conservador que o comportamento real.

O programa FLECO 2 representou o modelo PFN 24 – 2,0 de maneira adequada apenas no princípio do carregamento, com as tangentes dos gráficos das deformações teóricas coerentes com os resultados experimentais. Entretanto, para esse caso, o programa registrou uma carga última superior à verificada no ensaio. Com o aumento do carregamento, nota-se um crescimento na diferença entre os resultados experimentais e os do programa, de modo que no último registro antes da ruptura, a camada de armadura comprimida constatava um valor médio de -1,23%, enquanto o FLECO 2 registrava -0,83%. Para esse mesmo carregamento, o valor da deformação na armadura tracionada era de 0,63%, enquanto o FLECO 2 apontava -0,05%.

Para o caso do pilar PFN 30 – 2,0, o FLECO 2 representou bem os resultados experimentais até antes da fissuração, a partir da qual o programa mostrou-se conservador,

fornecendo valores de deformações menores que os reais. Também neste caso o programa gerou resultados para carregamentos acima do valor de ruína verificado no experimento.

O desempenho do programa na previsão do comportamento do PFN 40 – 2,0 foi satisfatório, representando com precisão os valores de deformação da armadura comprimida. Na armadura tracionada, apenas para os últimos registros o programa estimou valores superiores aos do ensaio, mas mostrou-se fiel ao comportamento experimental.

Para a armadura tracionada do PFN 50 – 2,0, o programa registrou valores inferiores aos resultados do ensaio. Entretanto, pode-se constatar um bom desempenho do FLECO 2 na estimativa do comportamento das armaduras comprimidas com resultados compatíveis com o experimental até os últimos registros do programa.

No caso do PFN 60 – 2,0, o programa FLECO 2 representou de maneira precisa o comportamento das deformações nas armaduras, tanto a tracionada quanto para a comprimida, acompanhando com exatidão os valores em todos os níveis do carregamento, sobretudo à mudança de inclinação após a fissuração sofrida pelo gráfico da armadura comprimida. No gráfico das deformações da armadura, também se constatou uma mudança na tendência do último ponto fornecido pelo programa com um aumento de rigidez. A carga máxima teórica ficou bem abaixo da carga última experimental, apesar da excelente aproximação entre as curvas até onde elas puderam ser comparadas.

6.5.2 Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deformação específica das armaduras longitudinais – Série 2 (L = 2500 mm)

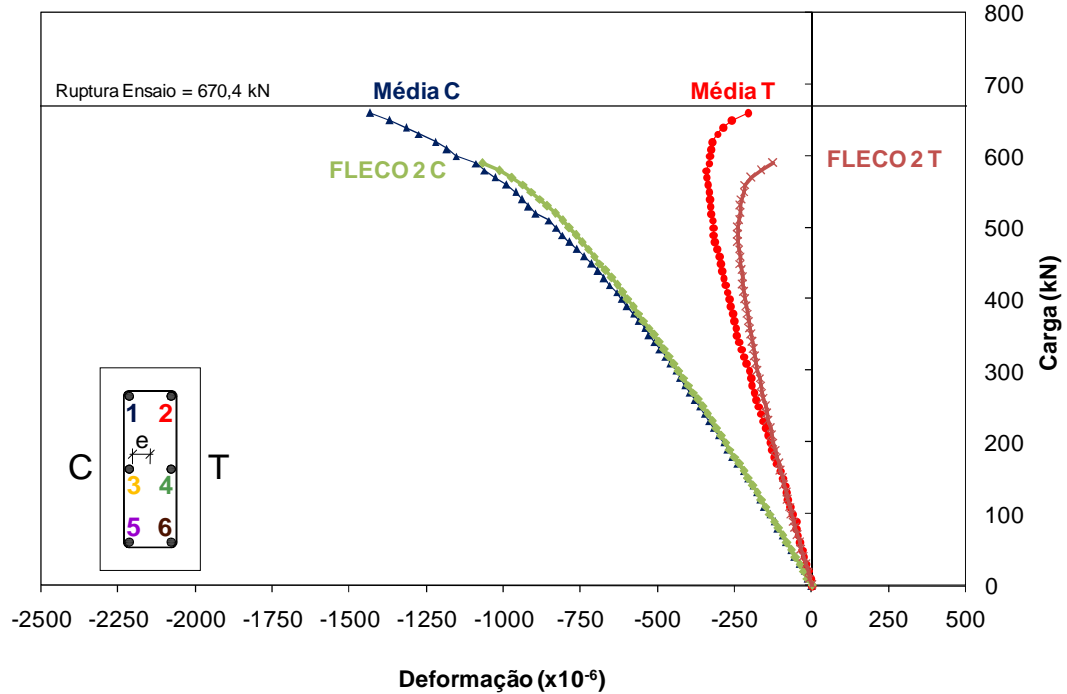


Figura 6.20 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 15 - 2,5

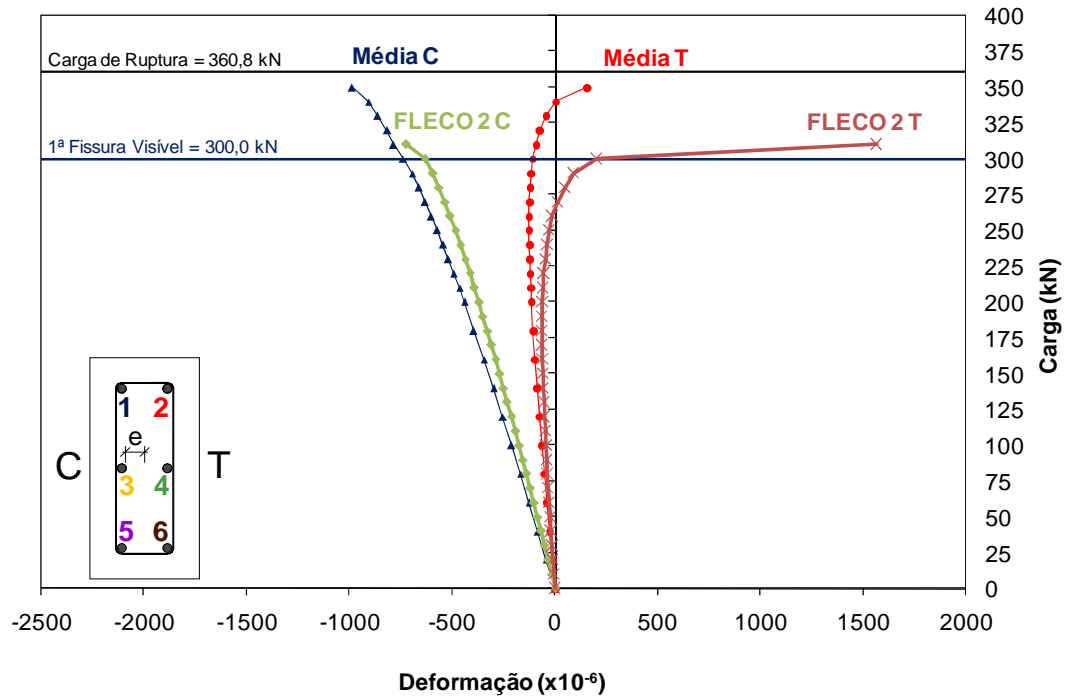


Figura 6.21 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 24 - 2,5

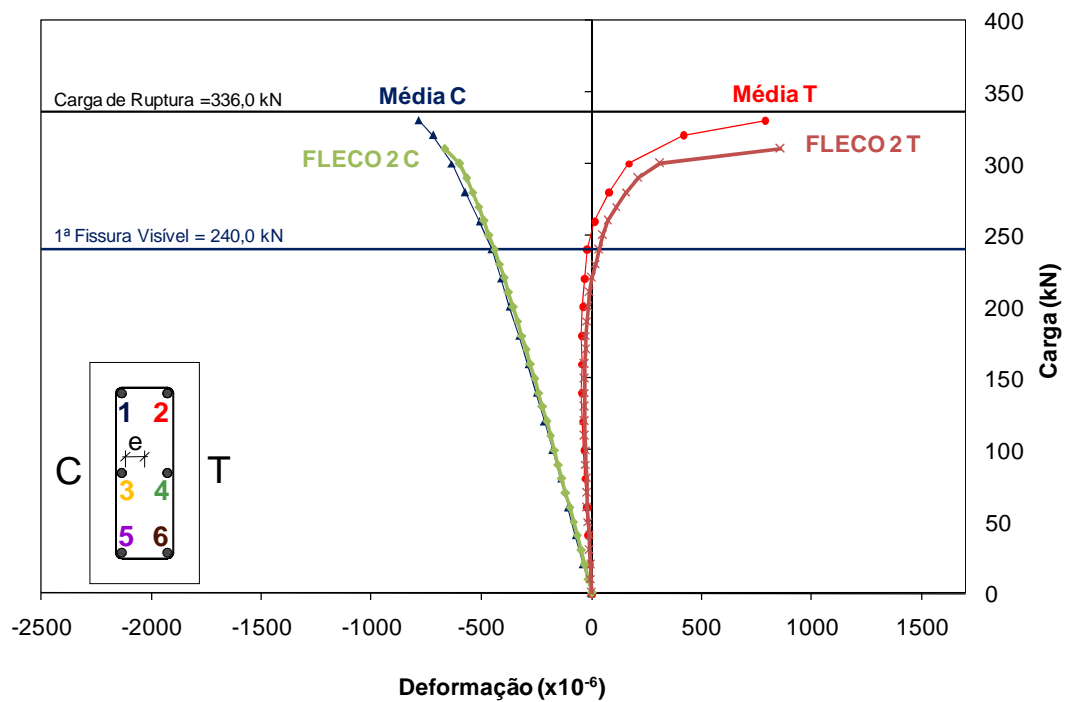


Figura 6.22 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 30 - 2,5

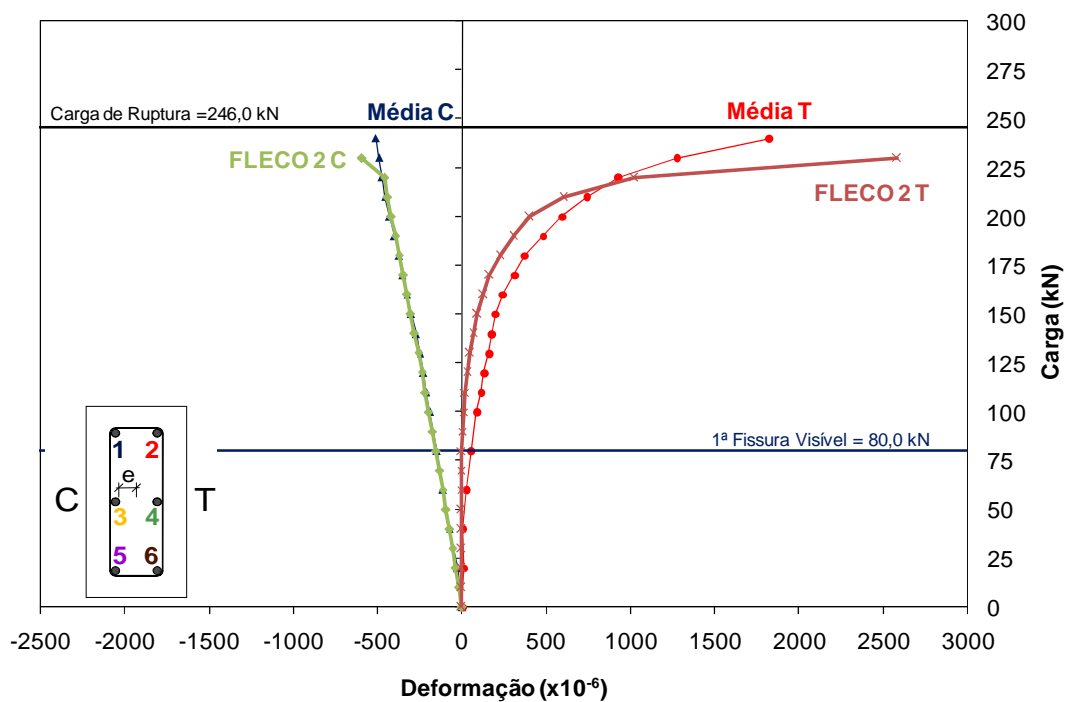


Figura 6.23 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 40 - 2,5

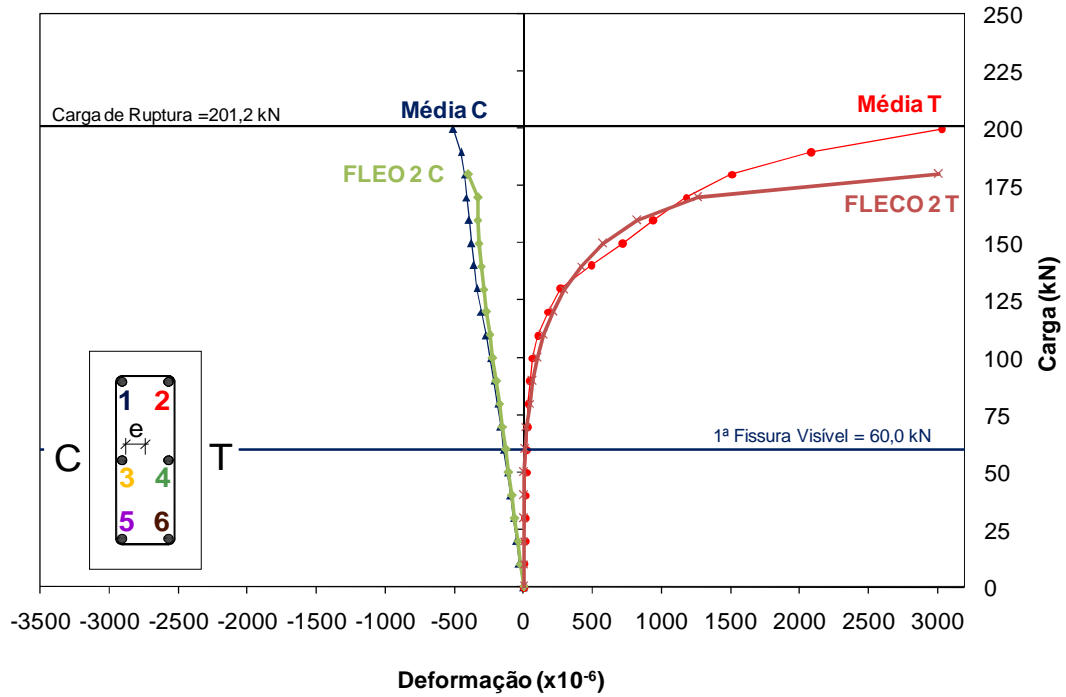


Figura 6.24 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 50 - 2,5

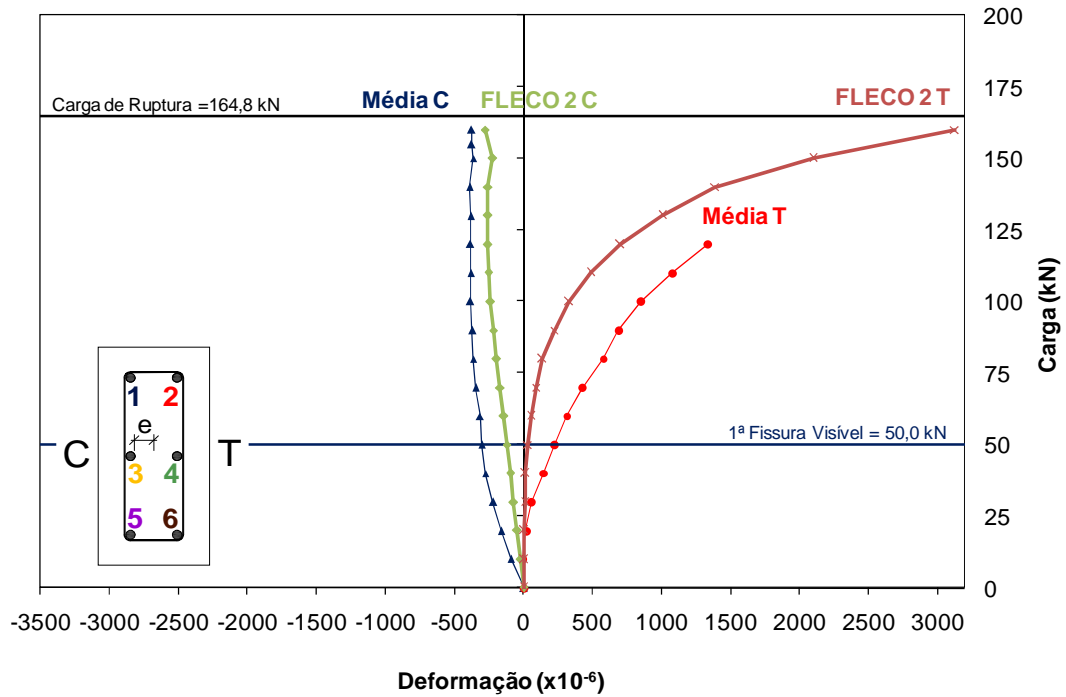


Figura 6.25 - Deformações das Armaduras (Experimental e Teórica) - PFN 60 - 2,5

O modelo PFN 15 – 2,5 também foi bem representado pelo FLECO 2. Para a armadura comprimida o programa gerou valores com excelente precisão em relação ao experimento. Para a armadura tracionada, os valores também foram compatíveis com o ensaio,

entretanto, a partir de 45% da carga última, a estimativa tornou-se mais conservadora, fornecendo valores menores que os do ensaio.

As estimativas de deformação do modelo PFN 24 – 2,5 foram satisfatórias para as armaduras comprimidas. Entretanto, no comportamento das armaduras tracionadas, o programa representou adequadamente apenas até cerca de 60% da carga última. A partir desse patamar, o FLECO 2 gerou uma tendência assintótica não constatada no experimento.

Os dados gerados pelo FLECO 2, para o PFN 30 – 2,5 representaram com fidelidade o comportamento experimental tanto para a armadura comprimida quanto para a tracionada. A estimativa mostrou-se precisa até 71,4% da carga última, no instante da fissuração, a partir da qual os valores foram sensivelmente superiores aos do ensaio tanto no nível das armaduras tracionadas quanto nas comprimidas.

No PFN 40 – 2,5, novamente percebe-se uma boa adequação das estimativas do FLECO 2 aos resultados experimentais para as armaduras comprimidas. No caso das armaduras tracionadas, o programa mostrou-se conservador nas primeiras estimativas, mantendo uma diferença constante com relação aos dados do ensaio, diferença essa começou a ser reduzida a cerca de 85,0% da carga última. A partir desse nível de carga até a ruptura, o programa passou a fornecer valores de deformação superiores aos experimentais

Na representação do modelo teórico do PFN 50 – 2,5, o programa FLECO 2 forneceu dados compatíveis com os valores do experimento. As estimativas de deformação tanto das armaduras comprimidas quanto para as tracionadas foram condizentes com o ensaio, excetuando-se pelo último registro de programa para a armadura tracionada, o qual tendeu para um valor assintótico e superior ao constatado no experimento.

O programa FLECO 2, na estimativa dos resultados do PFN 60 – 2,5, apresentou valores inferiores aos experimentais, tanto para a armadura comprimida quanto para a tracionada. No último registro das armaduras tracionadas, para uma carga de 120 kN, correspondente a 72,3% da carga última, o programa estimou uma deformação de 0,70‰, enquanto a experimental era de 1,33‰. Na carga de 160 kN, a 97,1% da carga de ruína da peça,

obteve-se a ultima leitura de deformação da armadura comprimida, num valor de -0,38‰. A estimativa do FLECO 2 para esse mesmo nível de carregamento foi de -0,28‰.

O comportamento do pilar PFN 60 – 2,5 foi considerado atípico, com deformações experimentais muito superiores às teóricas, podendo ter havido influência de alguma fissura de retração nas proximidades da seção central do pilar.

6.6 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Será verificado o desempenho do programa FLECO 2 na avaliação das deflexões horizontais. Para tanto, serão confrontados os gráficos dos resultados teóricos e experimentais de deslocamento transversal do comprimento médio dos pilares. A Seção 6.6.1 refere-se aos modelos da Série 1 e a Seção 6.6.2 corresponde aos pilares da segunda série de ensaios.

6.6.1 Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deslocamentos horizontais – Série 1 (L = 2000 mm)

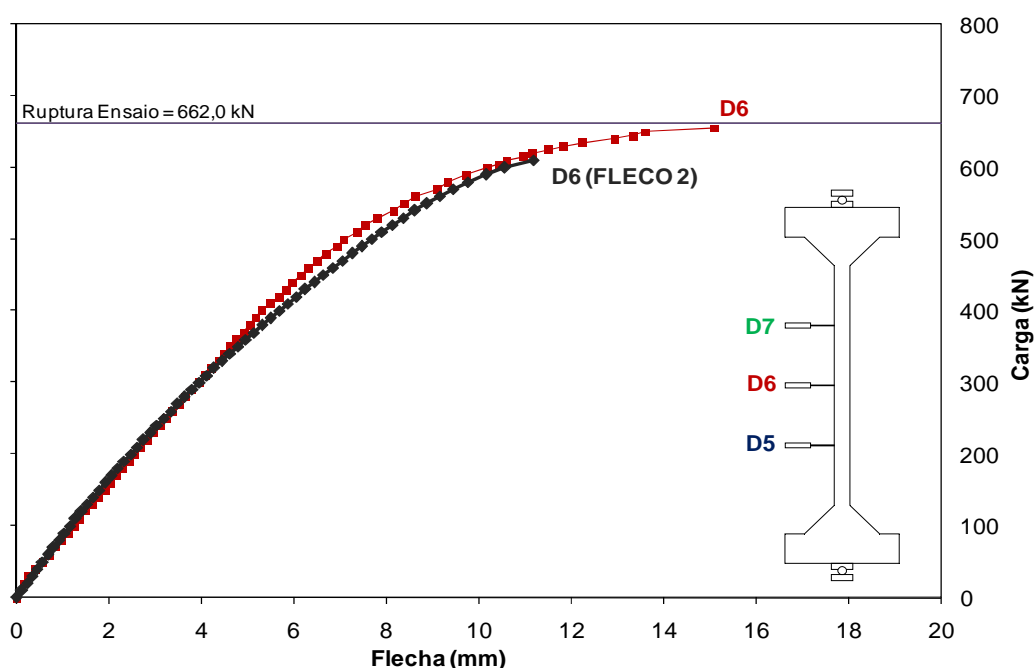


Figura 6.26 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 15 - 2,0

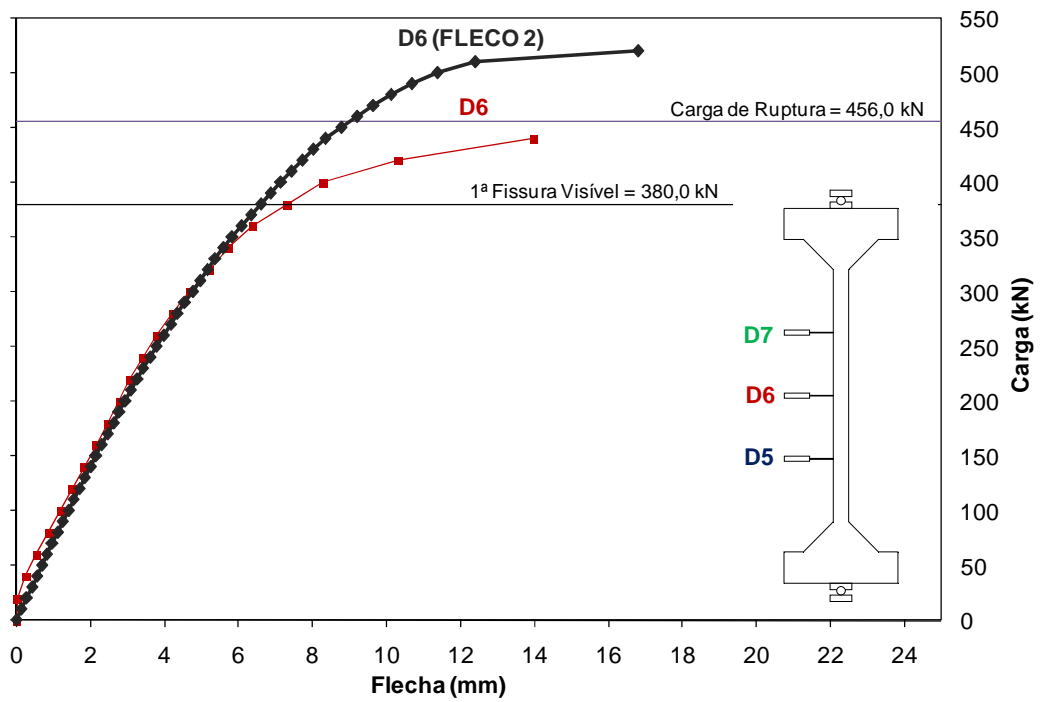


Figura 6.27 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 24 - 2,0

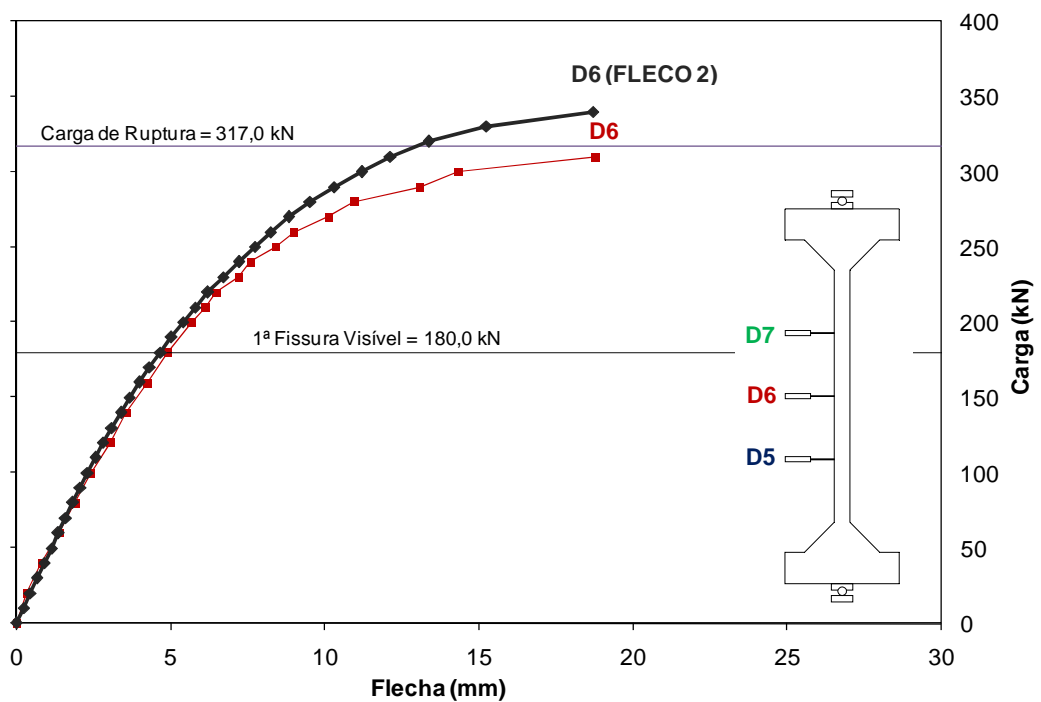


Figura 6.28 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 30 - 2,0

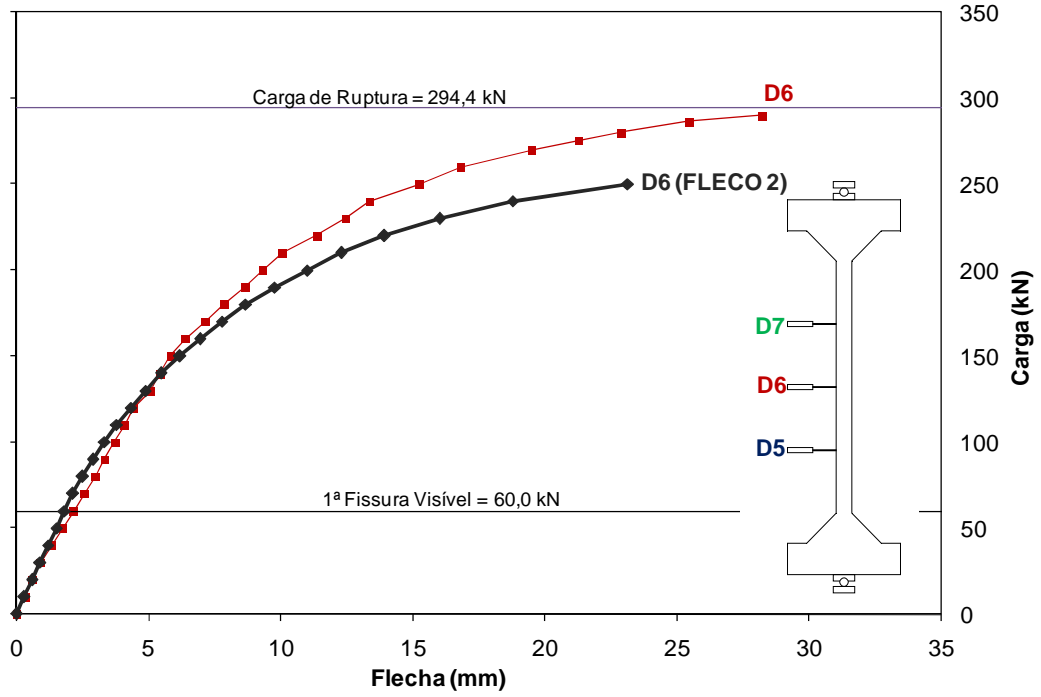


Figura 6.29 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 40 - 2,0

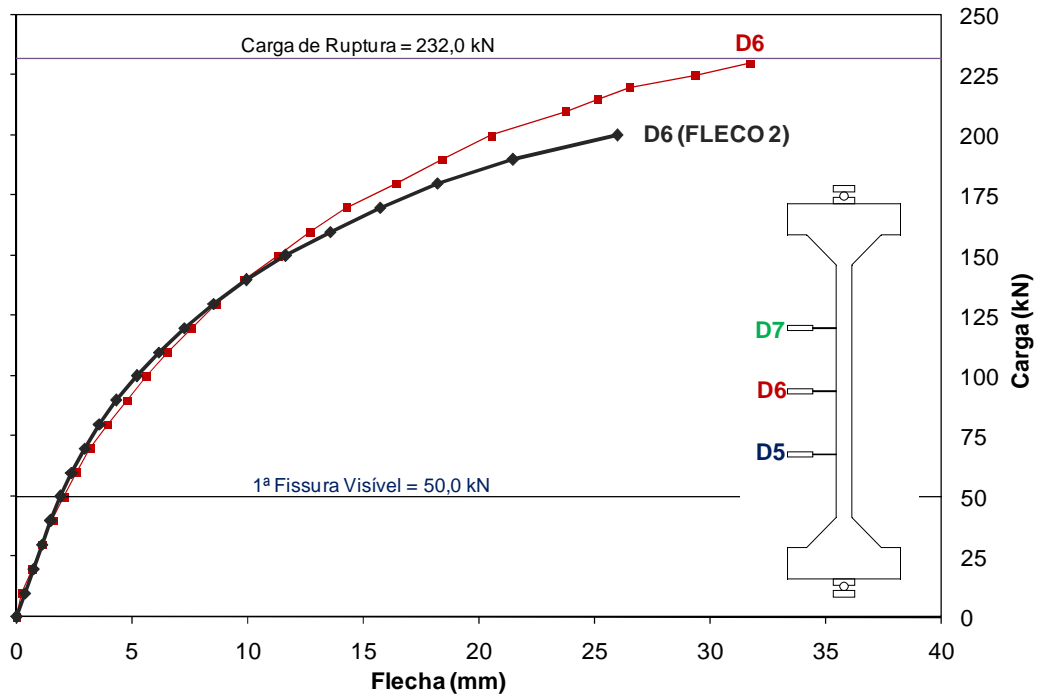


Figura 6.30 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 50 - 2,0

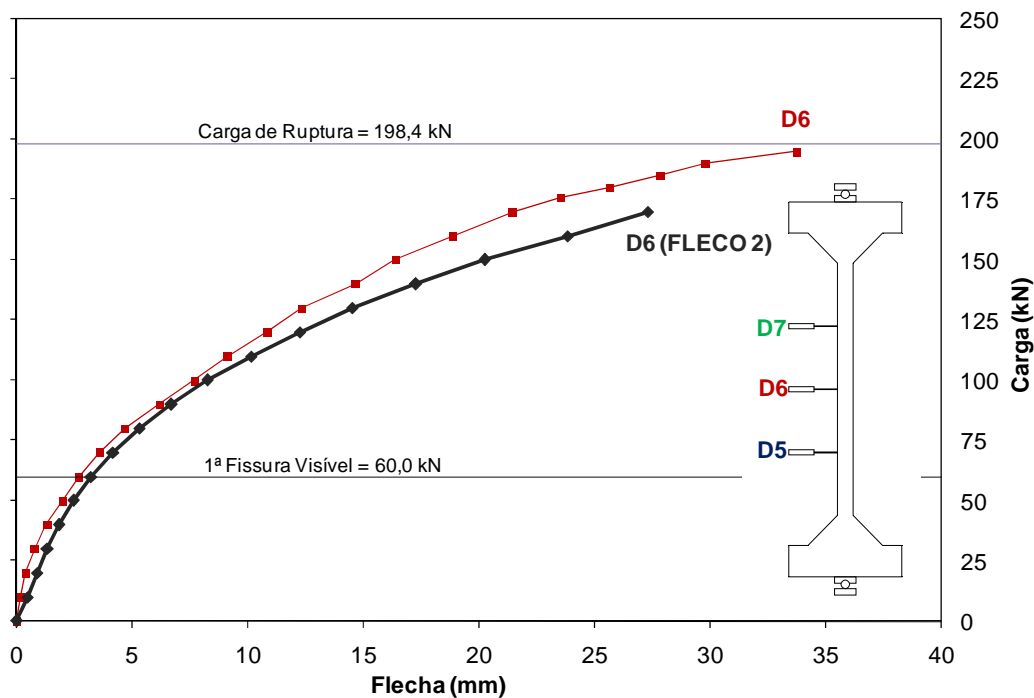


Figura 6.31 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 60 - 2,0

Na comparação com os valores fornecidos pelo FLECO 2, para o caso do modelo PFN 15 – 2,0, o programa estimou de maneira precisa os resultados dos deslocamentos horizontais até a ruína da peça.

Para o PFN 24 – 2,0, o programa forneceu adequadamente os dados de deslocamento para carregamentos inferiores aos de fissuração, onde os gráficos teórico e experimental seguiam com uma tangente equivalente entre si. A partir da fissuração, o gráfico dos resultados do ensaio passou a apresentar valores superiores aos do programa para um mesmo nível de carregamento, registrando inclusive uma ruína precoce com relação aos valores teóricos.

No caso do modelo PFN 30 – 2,0, percebe-se uma coerência na comparação entre os resultados teóricos e experimentais apenas até os primeiros registros de fissuração, num carregamento a 56,8% da carga última, com os valores teóricos de deslocamento passando a ser significativamente menores que os experimentais a partir desse ponto. Também para este caso, o programa registrou valores acima da carga última experimental.

A representação do comportamento dos modelos PFN 40 – 2,0 e PFN 50 – 2,0 pelo FLECO 2 mostrou-se satisfatória. Para o PFN 40 – 2,0, porém, a curva do programa a partir do carregamento de 140 kN, a 47,6% da carga última, passou a fornecer valores significativamente superiores aos experimentais. No modelo PFN 50 – 2,0, também a partir da carga de 140 kN (60,3% de F_u), percebe-se o mesmo comportamento, com as deflexões teóricas superando os valores obtidos no experimento.

É apresentado na Figura 6.31 um bom desempenho do programa para o PFN 60 – 2,0. O FLECO 2 forneceu resultados sensivelmente superiores aos reais, porém, acompanhando a tendência do gráfico experimental até as ultimas estimativas de deformações.

6.6.2 Comparação entre os valores teóricos e experimentais de deslocamentos horizontais – Série 2 (L = 2500 mm)

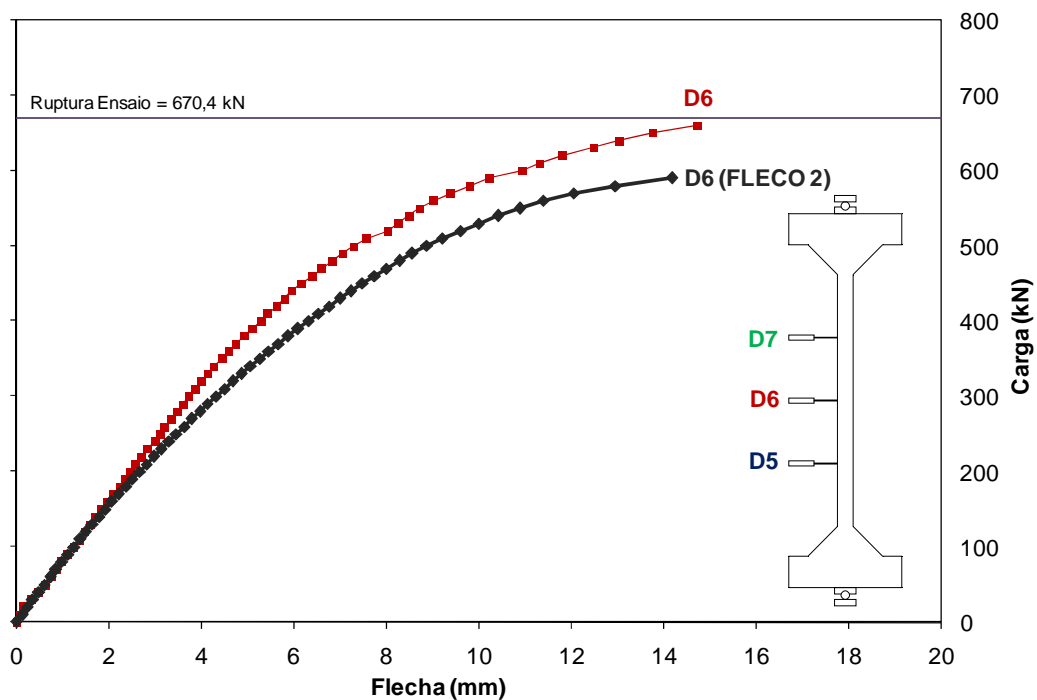


Figura 6.32 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 15 - 2,5

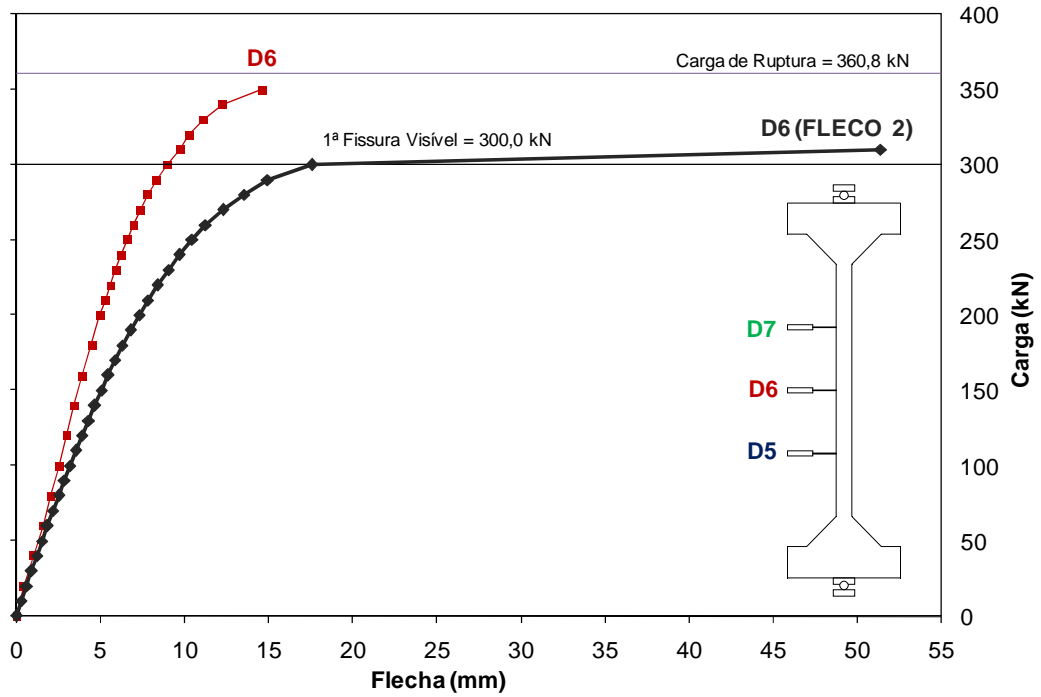


Figura 6.33 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 24 - 2,5

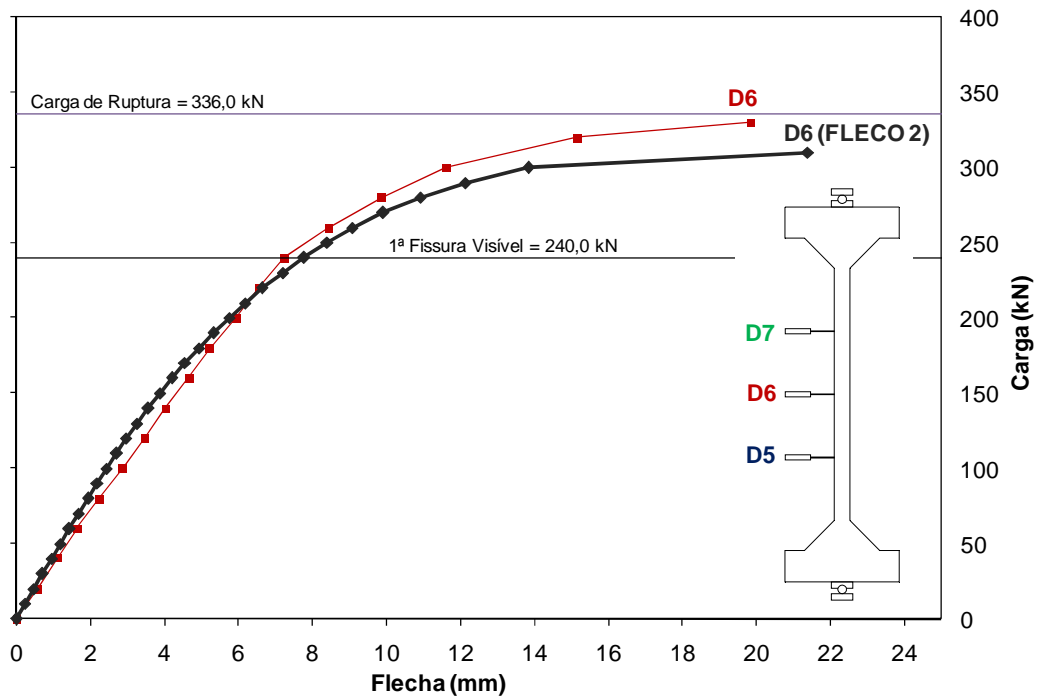


Figura 6.34 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 30 - 2,5

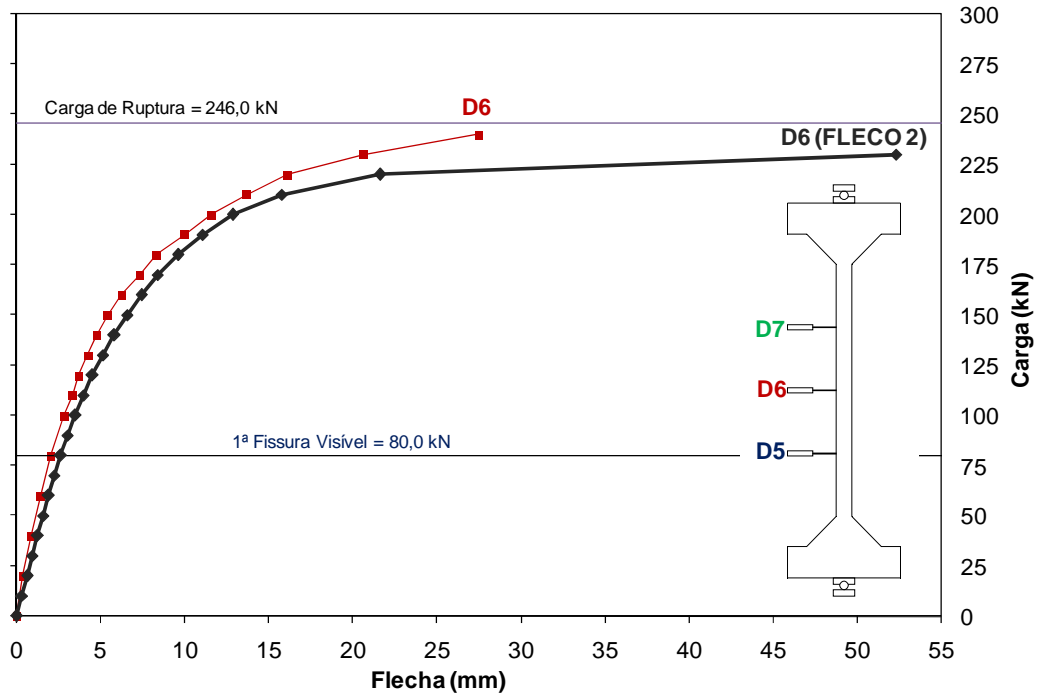


Figura 6.35 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 40 - 2,5

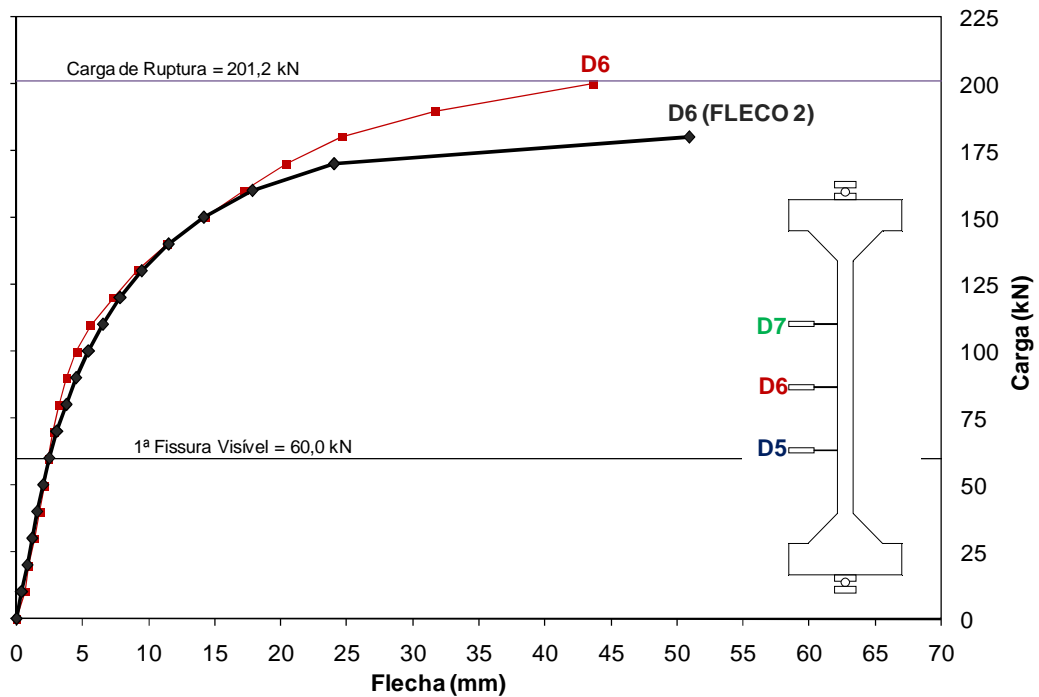


Figura 6.36 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 50 - 2,5

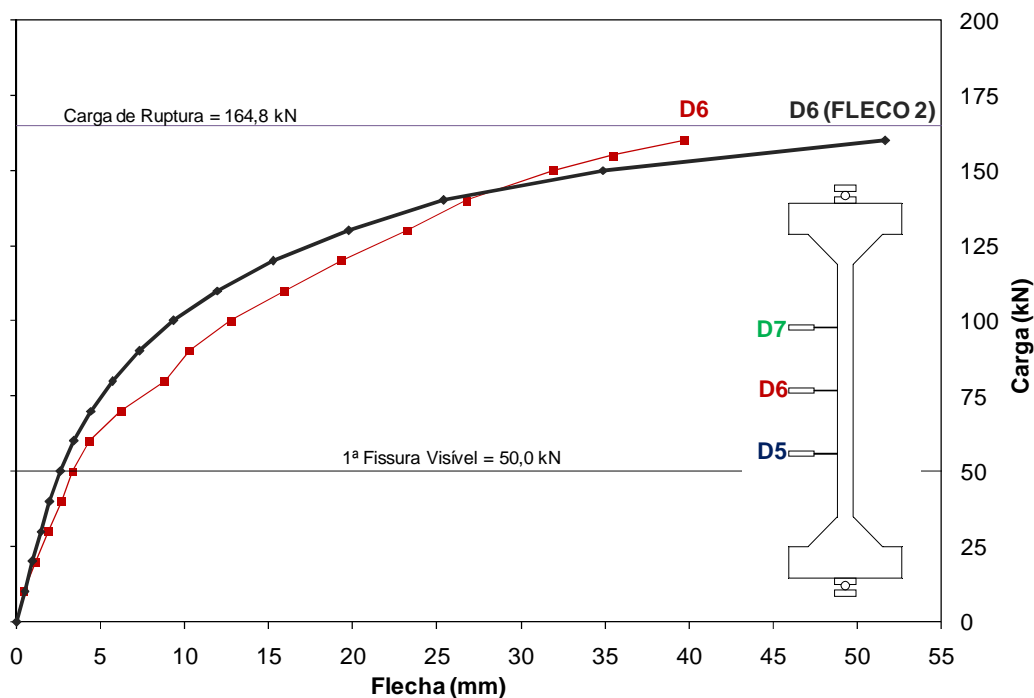


Figura 6.37 – Deslocamentos horizontais (Experimental e Teórico) - PFN 60 - 2,5

A representação do comportamento do PFN 15 – 2,5 mostrou-se adequada apenas nos primeiros níveis de solicitação, com a tangente do gráfico teórico coincidente com as do gráfico experimental até um carregamento de cerca de 20% da carga última. A partir desse patamar, percebe-se uma diferença gradual entre os valores do experimento e a estimativa do programa.

Na comparação entre os gráficos teórico e experimental das flechas na região central do PFN 24 – 2,5, percebe-se que os valores experimentais foram inferiores aos estimados pelo programa para um mesmo nível de carregamento, apresentando o programa, um comportamento assintótico que não foi possível ser captado no experimento.

O FLECO 2 estimou de maneira adequada os resultados das flechas na região central do PFN 30 – 2,5 para todos os níveis do carregamento, exceto pelo último valor teórico equivalente à carga de 310 kN, que apresentou uma flecha significativamente superior à experimental.

Novamente para o modelo PFN 40 – 2,5, apenas o último valor estimado pelo programa apresentou discrepância com relação ao experimento, por representar uma tendência

assintótica precoce em relação à curva real. Todavia os demais dados gerados pelo programa acompanharam com fidelidade o comportamento da estrutura.

O desempenho do programa na previsão das flechas do modelo PFN 50 – 2,5, foi satisfatório, com o gráfico teórico acompanhando com precisão o resultado experimental, com exceção das duas últimas leituras de deslocamento, para as quais o FLECO 2 estimou valores superiores aos do experimento.

Na representação do PFN 60 – 2,5 pelo programa, a estimativa não se mostrou consistente, apresentando-se mais conservadora para os primeiros passos de carga, e superando os valores experimentais para os últimos carregamentos. Uma possível explicação para tal comportamento seria a existência de uma fissura de retração na região central do pilar antes do início do ensaio.

6.7 INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA CARGA E DO ÍNDICE DE ESBELTEZ

Para fins de avaliação da influencia da excentricidade e do índice de esbeltez no comportamento de flexo-compressão, foi elaborado a partir dos dados experimentais dessa e de outras pesquisas, uma curva da excentricidade relativa (e_{rel}) *versus* carga última relativa ($v_{d,exp}$), ambos parâmetros adimensionais dados pelas expressões:

$$e_{rel} = \frac{e}{h} \quad 6.2$$

$$v_{d,exp} = \frac{P_{u,exp}}{b \cdot h \cdot \sigma_{cd}} \quad 6.3$$

onde:

e = excentricidade da carga

$P_{u,exp}$ = carga ultima experimental

b = largura da seção transversal (25 mm)

h = altura da seção transversal (12 mm)

$\sigma_{cd} = 0,95 f_c$,

As quatro séries de ensaios apresentadas na Figura 6.38, envolvem modelos com as mesmas dimensões da seção transversal e mesma taxa de armadura, diferindo-se apenas pelo comprimento total. Ignorando-se a variação da seção transversal nas extremidades do pilar, o índice de esbeltez foi calculado da mesma maneira como apresentado no Anexo C, variando entre 63,44 e 92,94.

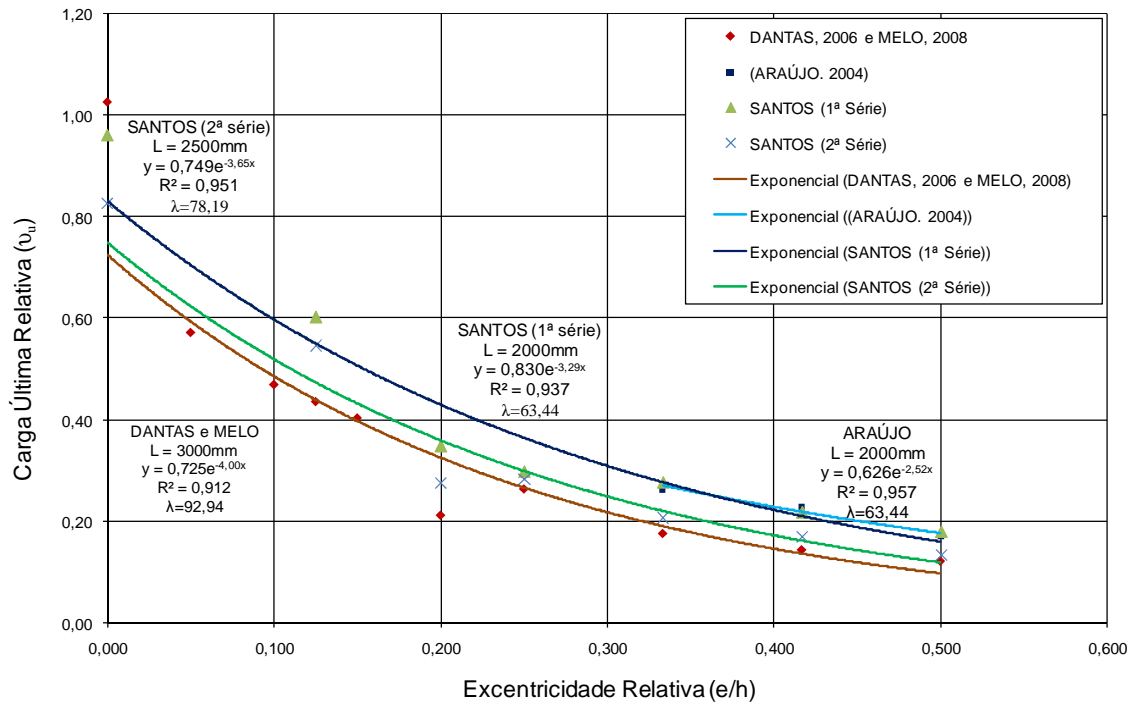


Figura 6.38 - Carga última relativa x Excentricidade relativa

De posse dos resultados, foram traçadas curvas de tendência exponenciais para cada grupo de pilares de acordo com o índice de esbeltez, uma vez que todos os modelos possuem a mesma geometria e taxa de armadura transversal. Foi apresentada uma boa correlação exponencial entre esses parâmetros, evidenciando a grande influência do índice de esbeltez na carga última relativa.

Outra forma de avaliar a influência da excentricidade é mostrada na Figura 6.39 e na Figura 6.40, onde são expostos os gráficos dos deslocamentos transversais experimentais registrados pelos defletômetros D6 da seção central de todos os modelos de uma mesma série para fim de comparação. Foram excluídos os modelos de carga centrada.

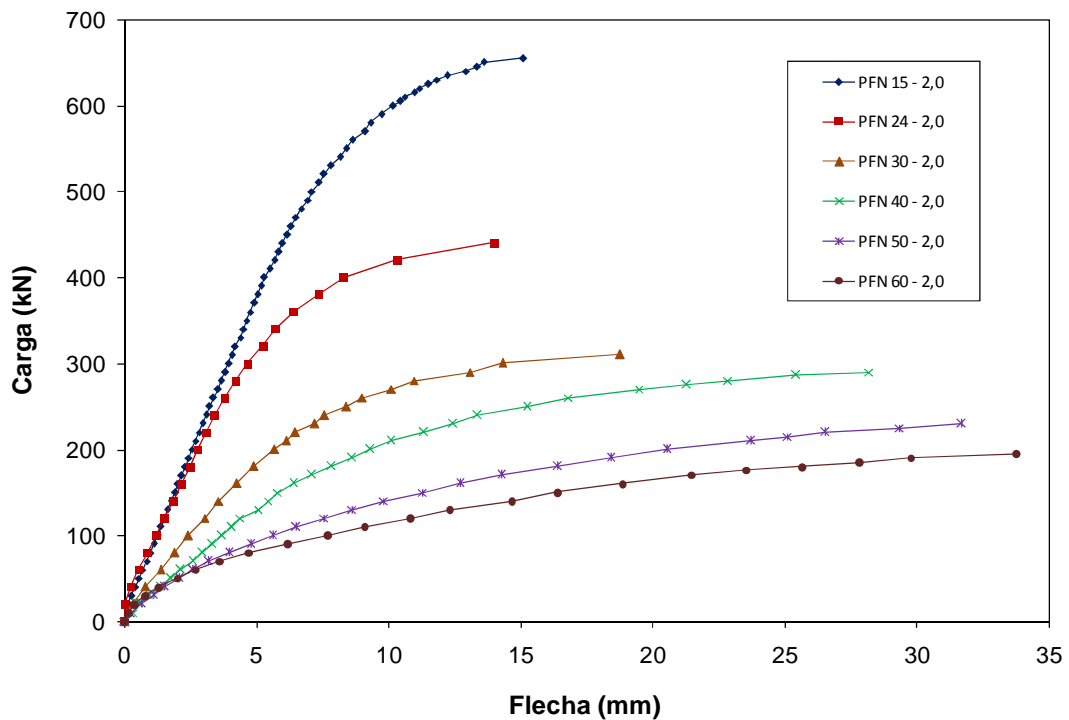


Figura 6.39 - Valores das flechas experimentais dos modelos da Série 1 (L=2000 mm)

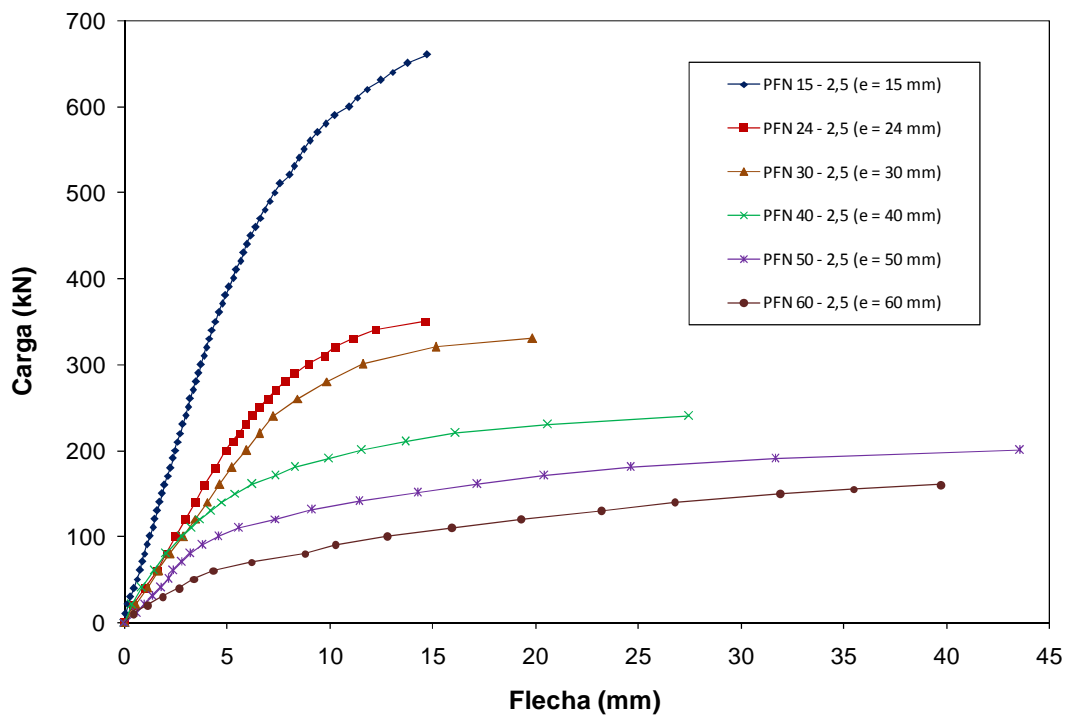


Figura 6.40 - Valores das flechas experimentais dos modelos da Série 2 (L=2500 mm)

De acordo com os gráficos acima fica evidente que, para um mesmo nível de carregamento, os pilares submetidos a um valor de excentricidade maior apresentam uma flecha superior aos pilares com excentricidade menor.

7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 INTRODUÇÃO

A presente pesquisa tinha como objetivo contribuir no conhecimento a acerca da resistência a flexão composta reta de pilares de concreto armado. Foi realizado um estudo experimental e numérico, o qual teve todos os resultados mostrados nos capítulos anteriores.

Além do ensaio de 14 peças de concreto armado, foi elaborado um modelo teórico, a partir do programa computacional CACODI de autoria de NAGATO (1987), com o qual foi possível analisar o comportamento das peças não apenas no estado limite último, como também durante todas as fases do carregamento.

No capítulo 6, foi feita uma comparação entre os valores estimados pelo programa e os resultados experimentais das deformações no concreto e na armadura além das deflexões na seção central das peças. Com base no que foi mostrado, foram estabelecidas algumas conclusões importantes, que serão apresentadas a seguir, bem como sugestões que possam vir a contribuir na elaboração de trabalhos futuros.

7.2 INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE DA CARGA E DO ÍNDICE DE ESBELTEZ

Os resultados dos ensaios evidenciam a influência da excentricidade não só na capacidade de carga, como também nas deflexões e deformações dos pilares, uma vez que os modelos submetidos a excentricidades menores romperam com carregamentos superiores e apresentavam durante o ensaio, para o mesmo nível de carregamento, flechas e deformações inferiores aos modelos com excentricidades maiores.

Com relação ao índice de esbeltez, verificou-se através da curva da excentricidade relativa (e_{rel}) *versus* carga última relativa ($V_{d,exp}$) que os modelos mais esbeltos possuem uma

capacidade de resistência inferior aos modelos menos esbeltos se submetidos ao mesmo valor de excentricidade, conforme esperado.

Foi verificado que houve uma influência do índice de esbeltez também na fissuração das peças, constatando-se que os pilares com o índice de esbeltez superior apresentaram uma fissuração mais precoce com relação ao valor teórico, se comparados com os modelos de mesma excentricidade e índice de esbeltez inferior.

7.3 DESEMPENHO DO PROGRAMA FLECO 2

A utilização do programa FLECO 2 na análise de pilares de concreto armado sob flexo-compressão reta, sob o ponto de vista de comodidade para o usuário, mostrou-se mais versátil frente à utilização da combinação CACODI + Planilha Eletrônica, conforme utilizado por DANTAS (2006). A automatização do processo de cálculo reduziu consideravelmente o tempo necessário para a verificação dos modelos.

Na estimativa da carga última, o programa FLECO 2 representou muito bem os valores experimentais. Para os modelos da Série 2 ($L=2500$ mm), os registros do programa foram inferiores aos do ensaio, com uma relação média entre os dados experimentais e teóricos de 1,07.

Entre os pilares da Série 1 ($L=2000$ mm), o PFN 24 – 2,0 e o PFN 30 – 2,0 foram os únicos modelos que na estimativa do programa romperam com cargas superiores às experimentais, apresentando assim uma relação exp/calc de 0,88 e 0,93 respectivamente. Os demais modelos da Série apresentaram uma ruína com valores inferiores aos registrados no ensaio.

Observa-se que a carga última é bastante sensível à variação da excentricidade, podendo uma ruptura mais precoce ser atribuída ao valor de excentricidade acidental decorrente de erros no processo de locação do pilar na estrutura de reação.

As estimativas das deformações e deslocamentos fornecidas pelo FLECO 2 mostraram-se fiéis ao comportamento experimental, representando com precisão os valores do ensaio durante grande parte do carregamento.

Com relação à estimativa das deformações do concreto e das armaduras, o FLECO 2 representou adequadamente o comportamento experimental, sobretudo para os modelos da Série 2 (L=2500 mm). Com relação aos modelos da Série 1 (L=2000 mm), também houve uma boa relação entre os resultados experimentais e teóricos, entretanto, os modelos PFN 24 – 2,0 e PFN 30 – 2,0, tiveram resultados de deformação fornecidos pelo programa, para carregamentos superiores ao da ruína da peça.

7.4 SISTEMA DE ENSAIO

Uma avaliação geral do sistema de ensaio utilizado aponta para um desempenho satisfatório, sobretudo com relação à rótula utilizada e aos equipamentos de aplicação de carga e aquisição de dados.

Cabe observar que o sistema só é rotulado nas extremidades do pilar e no sentido da excentricidade da carga, sendo importante o uso de um apoio cilíndrico curto de modo a reduzir a possibilidade de uma excentricidade acidental na outra direção.

A utilização de formas metálicas na confecção dos modelos minimizou significativamente os erros decorrentes de imperfeições geométricas das peças, sendo verificada, em todos os pilares uma superfície bem acabada, com variações insignificantes nas dimensões ao longo do comprimento.

Alguns defletômetros não funcionaram adequadamente. O aparelho D7 (horizontal) e o D3 (vertical), em vários ensaios, apresentaram, nas primeiras leituras, valores muito pequenos e pouco sensíveis à variação do carregamento, provavelmente devido ao atrito interno na haste do defletômetro e na roldana do sistema de medição.

Embora os modelos tenham sido dimensionados para que não ocorresse ruptura na região dos consolos, verificou-se, no caso dos pilares de carga centrada (PFN 00 – 2,0 e PFN 00 –

2,5), que a configuração vertical das fissurações indica uma deficiência na armadura transversal naquela região, onde surgem tensões horizontais de tração por um mecanismo semelhante ao da compressão diametral de cilindros.

7.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros, recomenda-se uma melhoria na concepção dos modelos, verificando-se as armaduras transversais na região dos consolos, bem como, analisando a viabilidade de redução no tamanho dos mesmos, visando uma maior praticidade no ensaio, além de uma redução da inércia da peça nessa região.

A análise dos resultados da Série 1 indica a necessidade de um estudo mais aprofundado sobre a convergência da solução apresentada pelo programa FLECO 2, sobretudo nas proximidades da carga última do programa.

Aprimorar o sistema de medição das deflexões horizontais e verticais de modo a garantir um contato mais eficiente dos defletômetros com os pilares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADORNO, A. L. C. *Análise Teórico-Expeimental de Pilares de Concreto Submetidos a Flexo-Compressão Reta*. 460p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2004.

ARAÚJO, L. M. B. *Análise Teórico-Expeimental de Pilares de Concreto Submetidos à Flexão Normal Composta*. 196p. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739:1994 - *Ensaio de Resistência à Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto*. Rio De Janeiro, 1994.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222:1994 – *Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral*. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522/2003 – *Determinação dos Módulos de Elasticidade*. Rio de Janeiro, 1994.

BEER, F. P., JOHNSTON Jr., E.R. *Resistência dos materiais*. 1255p. Editora Makron Books, 3 ed 1996.

CARREIRA, D.J. and CHU, K.H. *Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression*, ACI Journal, November-December 1985, pp. 797-804, *apud* NAGATO.

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

CEB (1991), “CEB-FIP *Model Code 90 (MC-90) – Design Code*”, Bulletin d'Information 203 – 205.

CUNHA, R. D. *Introdução à linguagem de programação Fortran 90*. Editora da UFRGS, Porto Alegre, 2005.

DANTAS, A. B. *Estudo de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexão Composta Reta*. 180p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2006.

FUSCO, P. B. *Técnicas de Armar Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro: Editora PINI, 1995. 382p.

HOGNESTAD, E. *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Urbana: University of Illinois Engineering Experiment Station, June 1951. 128p.

IBRAHIM, H.H.H.; MACGREGOR, J.G. *Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns*. ACI Structural Journal. v. 93, n. 5, September-October 1996.

KHALIFA, J.U., and COLLINS, M. P., *Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear*, University of Toronto – Department of Civil Engineering, Publication N° 81 -08, December 1981, 103 pp.

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

MELLO, E.L. *Concreto armado: Resistência limite à flexão composta normal e oblíqua*. 1. ed., Brasília: Editora Universidade de Brasília: FINATEC, 2003. 224p.

MELO, C.E.L. *Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão Normal*. 157p. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2008. (Trabalho em andamento).

NAGATO, Yosiaki, *Resistência ao Esforço Cortante Combinado com Compressão e Flexão de Peças de Concreto Armado com Seção Transversal Circular*. 303p. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, 1987.

SCADELAI, M. A. *Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003*. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, 2004.

VECCHIO, F. J., and COLLINS, M. P., *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, ACI Journal, March-April 1986, pp. 219-231.

APÊNDICES

A DETERMINAÇÃO DO ENCURTAMENTO E DA ROTAÇÃO NAS EXTREMIDADES DOS PILARES

Tanto o encurtamento quanto as rotações nas extremidades dos modelos foram calculados através dos deslocamentos lidos nos defletômetros D1, D2, D3, e D4, de acordo com a figura abaixo:

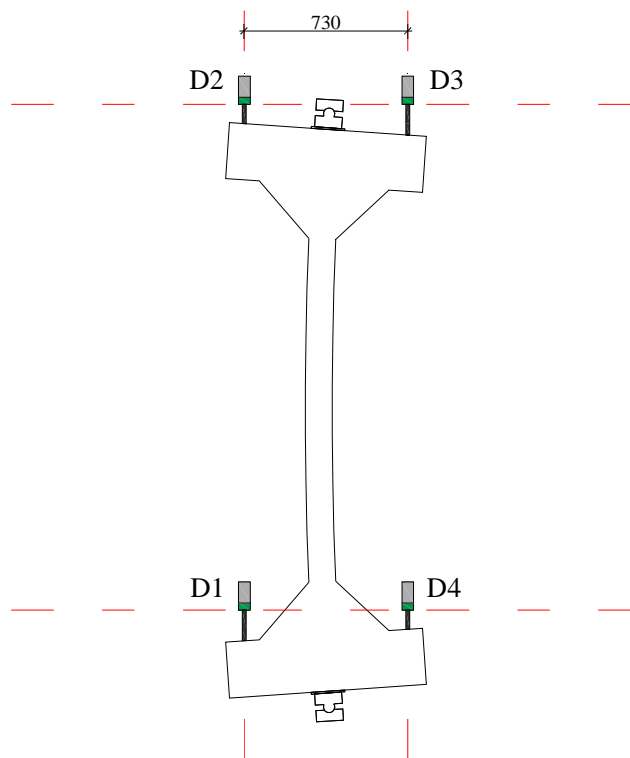


Figura A.1 - Posição dos Defletômetros D1, D2, D3 e D4.

O encurtamento em mm foi determinado pelas expressões:

$$\Delta_p = \Delta_s - \Delta_i \quad \text{A.1}$$

$$\Delta_s = \left((d_2 + d_3) \cdot \left(\frac{730}{2} + e \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{730} \right) \quad \text{A.2}$$

$$\Delta_s = \left((d_1 + d_4) \cdot \left(\frac{730}{2} + e \right) \right) \cdot \left(\frac{1}{730} \right) \quad \text{A.3}$$

As Figuras A2 e A3, a seguir, auxiliam na visualização das deflexões.

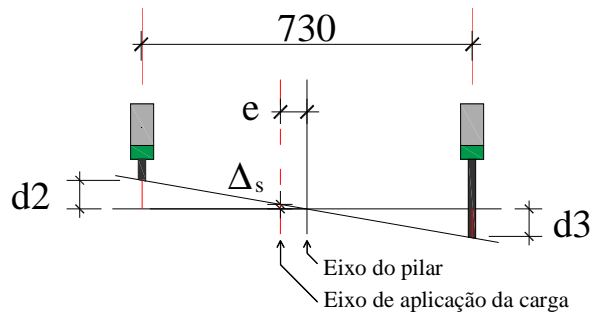


Figura A.2 - Defletômetros da parte superior do pilar

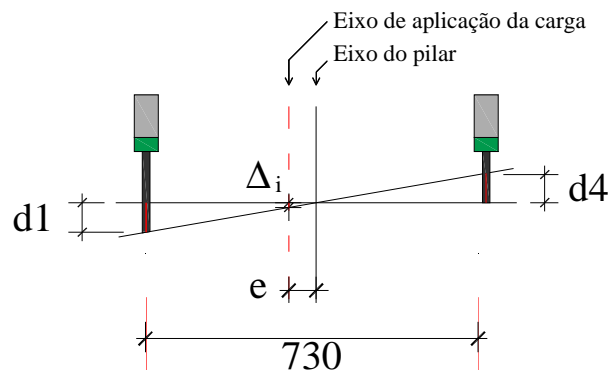


Figura A.3 - Defletômetros da parte inferior do pilar

onde:

Δ_p = Encurtamento sofrido pelo pilar (mm)

Δ_s = Deslocamento médio superior sofrido pelo pilar (mm)

Δ_i = Deslocamento médio inferior sofrido pelo pilar (mm)

d_1 = Leitura de deslocamento do defletômetro D1

d_2 = Leitura de deslocamento do defletômetro D2

d_3 = Leitura de deslocamento do defletômetro D3

d_4 = Leitura de deslocamento do defletômetro D4

As rotações dos apoios em radianos foram determinadas pelas expressões:

$$\theta_s = \frac{d_2 - d_3}{730} \quad \text{A.4}$$

$$\theta_i = \frac{d_1 - d_4}{730} \quad \text{A.5}$$

com:

θ_s = Rotação na extremidade superior sofrida pelo pilar (rad)

θ_i = Rotação na extremidade inferior sofrida pelo pilar (rad)

d_1 = Leitura de deslocamento do defletômetro D1

d_2 = Leitura de deslocamento do defletômetro D2

d_3 = Leitura de deslocamento do defletômetro D3

d_4 = Leitura de deslocamento do defletômetro D4

B CÁLCULO DA CARGA DE FISSURAÇÃO DOS PILARES SOB CARGA CENTRADA

Para o cálculo da carga 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 tensão de tração é dada por:

$$f_{ct} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot L} \quad \text{B.1}$$

portanto:

$$P_{fiss,teo} = \frac{\pi \cdot d \cdot L \cdot f_{ct}}{2} \quad \text{B.2}$$

com:

$P_{fiss,teo}$ = carga de fissuração

d = Diâmetro do cilindro

L = Comprimento do cilindro

f_{ct} = Resistência a 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 carga $P_{fiss,teo} = 712$ kN. Para os dois modelos submetidos à carga centrada.

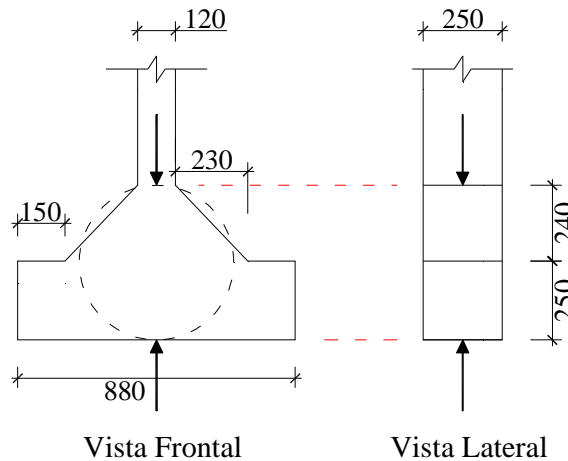


Figura B.1 - Cilindro imaginário na região dos consolos.

C CÁLCULO DA CARGA ÚLTIMA DOS PILARES CENTRADOS.

Para o cálculo da carga última dos pilares de excentricidade nula, utilizou-se também dos princípios da Resistência dos Materiais aliados a algumas simplificações. Dessa forma, a carga última seria dada pela condição mais desfavorável dentre as equações abaixo:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \text{C.1}$$

$$P_{crit,Euler} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad \text{C.2}$$

Sendo C.2, a equação da carga crítica de flambagem de Euler.

Para que as Equações C.1 e C.2 pudessem ser aplicadas, tornou-se necessária a consideração do concreto armado como material homogêneo, adotando-se A área e o momento de inércia da seção transversal homogeneizada ($A_{C, \text{hom}}$, I_{hom}) são obtidos em função da razão entre os módulos de elasticidade do aço E_S e do concreto E_{CS} .

$$\eta = \frac{E_S}{E_{CS}} \quad \text{C.3}$$

Assim, com base na razão η e na Figura C.1, a área total e o momento de inércia da seção transversal homogeneizada podem ser representados pelas equações:

$$A_{C,hom} = b \cdot h + A_S \cdot (\eta - 1) \quad C.4$$

$$I_{hom} = \frac{b \cdot h^3}{12} + A_S \cdot (\eta - 1) \cdot d^2 \quad C.5$$

onde:

b = largura da seção transversal (25 mm)

h = altura da seção transversal (12 mm)

d = distância do centro de inércia da seção ao centro da camada de armadura (25 mm)

A_S = Área de aço da armadura transversal

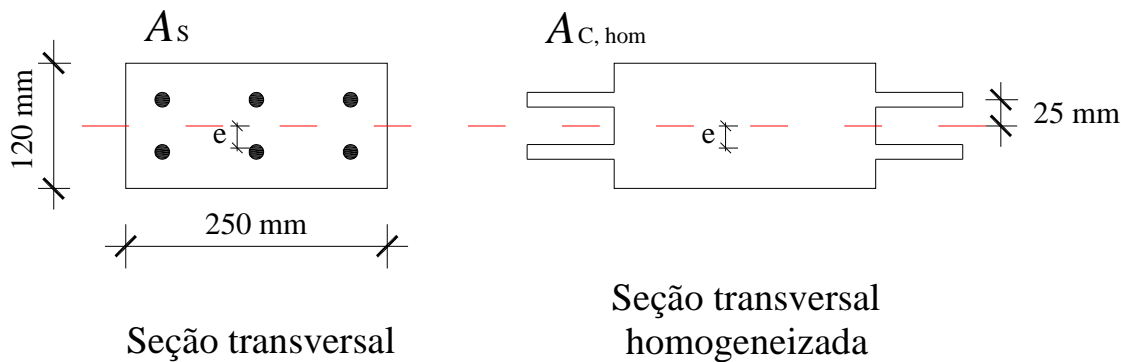


Figura C.1 - Homogeneização da seção

Para a consideração do concreto como material elástico linear, utilizou-se o módulo de elasticidade secante (E_{CS}).

$$P_{crit} = f_c \cdot A_{C,hom} \quad C.6$$

$$P_{crit,Euler} = \frac{\pi^2 E_{CS} I_{hom}}{L_e^2} \quad C.7$$

onde:

P_{crit} = Carga de ruptura (considerando a área de seção homogeneizada)

$P_{crit, Euler}$ = Carga última (Euler)

f_c = tensão de compressão do concreto obtida no ensaio de corpos de prova

$A_{C,hom}$ = Área homogeneizada da seção transversal de concreto armado

E_{CS} = Módulo de elasticidade secante do concreto

I_{hom} = Momento de inércia homogeneizado da seção transversal de concreto armado

L_e = Comprimento equivalente de flambagem (Considerando-se o tipo de vinculação)

Para que a carga crítica de Euler possa ser utilizada, é necessário que a esbeltez do pilar seja menor que um valor limite ($\lambda \leq \lambda_{lim}$), onde:

$$\lambda = \frac{L_e}{i} \tag{C.8}$$

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_c}} \tag{C.9}$$

A Tabela C.1 mostra o resumo dos cálculos para os modelos de carga centrada. Admitindo o pilar com seção constante.

Tabela C.1 - Resumo dos Cálculos PFN 00 - 2.0 e PFN 00 - 2.5

Modelo	f_c (Mpa)	A_{hom} (cm ²)	I_{hom} (cm ⁴)	L_e (m)	λ	λ_{lim}	$P_{crit, Euler}$ (kN)	P_{crit} (kN)	$P_{u, calc}$ (kN)
PFN 00-2	45.8	327.9	3774.449	2.15	63.4	76.7	2200.1	1501.8	1501.8
PFN 00-2.5	45.8	327.9	3774.449	2.65	78.1	76.7	1448.2	1501.8	1448.2

D CÓDIGO UTILIZADO PARA A ELABORAÇÃO DA SUBROTINA SECORDER

```
SUBROUTINE SECORDER(PHI2, DELTA, HSECAO, E12, NLC, MI2, N2)
REAL, DIMENSION(:), ALLOCATABLE :: AT, AR, D, CGA, MS, NS2
REAL A, CG, TETAA, H2SECAO, PHI2(NLC), HSECAO(NLC), DELTA(NLC), MI2(NLC),
N2(NLC)
```

! VARIÁVEIS UTILIZADAS NA CONVERSÃO CURVATURA-FLECHA

```
ALLOCATE (AT(NLC)) ! AREAS DOS TRIANGULOS
ALLOCATE (AR(NLC)) ! AREAS DOS RETANGULOS
ALLOCATE (D(NLC)) ! MOMENTO ESTÁTICO
ALLOCATE (CGA(NLC)) ! CENTRO DE GRAVIDADE
ALLOCATE (MS(NLC)) ! MOMENTO DE SAIDA
ALLOCATE (NS2(NLC)) ! NORMAL DE SAIDA
```

```
!#####
!CONVERTE OS VALORES DE CURVATURA EM FLECHA E EM MOMENTO DE SEGUNDA
ORDEM
!#####
```

```

D(1) = 0.0
AT(1) = 0.0
AR(1) = 0.0
CGA(1)= 0.0
CG = 0.0
A = 0.0

!#####
! CÁLCULO DO MOMENTO ESTÁTICO DAS ÁREAS
!#####
DO I=2,NLC
AT(I)=HSECAO(I)*(PHI2(I)-PHI2(I-1))/2.
AR(I)=HSECAO(I)*PHI2(I-1)

CGA(I)=(A*CG+AT(I)*(HSECAO(I)/3.)+AR(I)*(HSECAO(I)/2.))/(AT(I)+AR(I)+A)
D(I)=CGA(I)*(AT(I)+AR(I)+A)

CG=CGA(I)+HSECAO(I+1)
A=A+AT(I)+AR(I)
ENDDO

!#####
! TANGENTE NO MEIO DO VÃO
!#####
TETAA=A

!#####
! CÁLCULO DAS FLECHAS
!#####
H2SECAO=0.0
DELTA(1)=0.0

DO I=2,NLC
DELTA(I)=TETAA*(H2SECAO+HSECAO(I))-D(I)
H2SECAO=H2SECAO+HSECAO(I)
ENDDO

!#####
! CÁLCULO DOS MOMENTOS DE SEGUNDA ORDEM
!#####
DO I=1,NLC
MI2(I)=-N2(I)*(E12+DELTA(I))
ENDDO

END SUBROUTINE SECORDER

```

E RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

E.1 - Série 1 (L = 2000 mm)

Tabela E.1 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 00 - 2,0)

PFN 00 - 2,0								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	2E-01	2E-14	-1E-01	2E-01	2E-01	2E-01	1E-01	2E-01
20	-18.48	-21.24	-24.12	-28.92	-32.4	-37.68	-25	-29.28
40	-41.16	-44.16	-46.68	-54	-59.64	-67.68	-49.16	-55.28
60	-64.56	-66.84	-69.48	-78.24	-87.36	-97.44	-73.8	-80.84
80	-86.28	-87.96	-93.36	-103.56	-118.44	-130.68	-99.36	-107.4
100	-108.24	-109.44	-117.6	-129.36	-149.28	-163.68	-125.04	-134.16
120	-131.52	-132.12	-141.96	-155.28	-180.36	-196.8	-151.28	-161.4
140	-155.52	-155.76	-167.52	-182.04	-211.8	-230.4	-178.28	-189.4
160	-180.6	-179.88	-193.08	-208.92	-243.36	-263.76	-205.68	-217.52
180	-204.96	-202.68	-217.8	-234.24	-273.84	-295.44	-232.2	-244.12
200	-231.36	-228.12	-245.16	-262.68	-306.72	-330.12	-261.08	-273.64
220	-255	-250.56	-269.4	-288.12	-337.2	-362.52	-287.2	-300.4
240	-278.76	-273.48	-294.36	-314.28	-367.44	-394.8	-313.52	-327.52
260	-302.4	-296.64	-319.44	-340.8	-398.04	-427.2	-339.96	-354.88
280	-327.36	-321.36	-346.92	-370.08	-431.76	-463.56	-368.68	-385
300	-350.88	-344.28	-372.6	-397.2	-462.6	-496.8	-395.36	-412.76
320	-374.88	-368.28	-399	-425.28	-494.04	-530.16	-422.64	-441.24
340	-398.88	-392.76	-426	-454.8	-527.64	-566.88	-450.84	-471.48
360	-423.36	-417.24	-453.48	-483.84	-559.8	-601.32	-478.88	-500.8
380	-447.72	-441.84	-480.6	-512.88	-592.08	-636.6	-506.8	-530.44
400	-472.56	-467.28	-509.4	-543.84	-626.76	-673.68	-536.24	-561.6
420	-495.12	-490.8	-535.8	-572.4	-657.96	-708	-562.96	-590.4
440	-519.36	-515.64	-563.76	-602.76	-691.56	-744.24	-591.56	-620.88
460	-542.52	-539.76	-590.64	-631.8	-723.72	-779.16	-618.96	-650.24
480	-566.88	-564.96	-619.68	-663.24	-758.28	-816.6	-648.28	-681.6
500	-591	-590.4	-648.72	-694.68	-792.96	-854.4	-677.56	-713.16
519.6	-613.08	-613.08	-674.4	-722.16	-822.96	-886.32	-703.48	-740.52
540	-639.36	-641.16	-706.8	-757.56	-862.2	-929.28	-736.12	-776
560	-667.56	-671.28	-741.36	-795.6	-903.84	-975.12	-770.92	-814
580	-690.24	-695.04	-768	-824.16	-934.8	-1008.6	-797.68	-842.6
600	-718.08	-724.8	-802.2	-861.96	-976.32	-1054.32	-832.2	-880.36
620.4	-745.92	-754.56	-836.4	-899.64	-1017.72	-1099.56	-866.68	-917.92
640	-772.56	-783.12	-868.2	-934.56	-1055.04	-1140.24	-898.6	-952.64
660	-799.92	-812.64	-901.2	-970.92	-1093.56	-1182.84	-931.56	-988.8
680	-826.32	-841.32	-932.28	-1005.96	-1130.4	-1224	-963	-1023.76
700	-850.68	-868.32	-962.16	-1039.44	-1166.04	-1263.84	-992.96	-1057.2

Tabela E.1 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 00 - 2,0)
(CONTINUAÇÃO)

PFN 00 - 2,0 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
720	-886.08	-907.56	-1008.36	-1091.76	-1222.56	-1327.2	-1039	-1108.84
740	-911.28	-935.28	-1038.48	-1125.72	-1258.08	-1367.04	-1069.28	-1142.68
760	-939.12	-966.48	-1072.32	-1164.48	-1298.28	-1412.16	-1103.24	-1181.04
779.8	-963.24	-993.12	-1100.4	-1195.56	-1330.44	-1447.56	-1131.36	-1212.08
800	-994.92	-1027.92	-1137.84	-1238.52	-1374.12	-1497	-1168.96	-1254.48
820	-1031.88	-1070.16	-1183.92	-1291.8	-1429.56	-1560.24	-1215.12	-1307.4
840	-1060.44	-1101.36	-1217.04	-1329.48	-1468.2	-1603.68	-1248.56	-1344.84
860	-1092.24	-1137.12	-1253.88	-1372.44	-1510.68	-1652.52	-1285.6	-1387.36
880.4	-1121.64	-1169.76	-1287.84	-1411.2	-1549.68	-1696.32	-1319.72	-1425.76
900	-1163.88	-1218.96	-1341.48	-1474.92	-1614.48	-1771.2	-1373.28	-1488.36
920	-1196.64	-1255.68	-1379.64	-1519.32	-1658.52	-1821.24	-1411.6	-1532.08
940.4	-1228.8	-1292.52	-1418.88	-1564.56	-1704.24	-1872.72	-1450.64	-1576.6
960	-1270.08	-1339.56	-1467.96	-1622.52	-1761.72	-1939.2	-1499.92	-1633.76
980	-1308.96	-1384.32	-1515.96	-1680.12	-1819.44	-2005.8	-1548.12	-1690.08
998.8	-1346.76	-1428	-1560.72	-1733.52	-1870.8	-2065.44	-1592.76	-1742.32
1020	-1388.4	-1475.88	-1610.88	-1793.28	-1930.56	-2134.2	-1643.28	-1801.12
1040	-1432.32	-1526.52	-1664.64	-1857.72	-1993.92	-2207.52	-1696.96	-1863.92
1060	-1483.32	-1586.88	-1727.4	-1934.88	-2067.36	-2293.92	-1759.36	-1938.56
1060	-1483.32	-1586.88	-1727.4	-1934.88	-2067.36	-2293.92	-1759.36	-1938.56
1080	-1531.8	-1639.92	-1787.16	-2003.28	-2138.04	-2372.76	-1819	-2005.32
1100	-1604.28	-1721.04	-1887.6	-2117.16	-2258.28	-2568.36	-1916.72	-2135.52
1120	-1633.56	-1752.36	-1920.72	-2154.48	-2296.08	-2665.44	-1950.12	-2190.76
1140	-1662.12	-1782.84	-1951.8	-2189.16	-2329.92	-2709	-1981.28	-2227
1160	-1695.72	-1818.96	-1987.32	-2229.6	-2368.44	-2767.68	-2017.16	-2272.08
1180	-1735.56	-1861.44	-2030.76	-2278.32	-2415.6	-2830.8	-2060.64	-2323.52
1200	-1766.16	-1895.28	-2063.76	-2316.96	-2450.76	-2911.56	-2093.56	-2374.6
1220	-1810.08	-1943.04	-2114.88	-2376.84	-2624.16	-3032.16	-2183.04	-2450.68
1238	-1847.16	-1986	-2162.52	-2435.28	-2718.24	-3301.68	-2242.64	-2574.32
1255	Carga de Ruptura							

Tabela E.2 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 15 - 2,0)

PFN 15 - 2,0								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	-0.12	-1.7E-14	2.7E-15	-0.12	0	0	-0.04	-0.04
20	-30	-15.12	-35.64	-20.28	-40.2	-24	-35.28	-19.8
30	-45	-22.56	-53.04	-29.52	-59.04	-34.68	-52.36	-28.92
40	-60.96	-29.4	-71.04	-38.16	-78.72	-44.64	-70.24	-37.4
50	-75.48	-34.08	-87.6	-45	-96.96	-52.8	-86.68	-43.96
60	-92.28	-40.44	-106.32	-53.4	-117.36	-62.76	-105.32	-52.2

Tabela E.2 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 15 - 2,0)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,0 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
70	-109.56	-48.36	-126.48	-63.12	-140.04	-74.52	-125.36	-62
80	-127.44	-56.16	-147.36	-72.72	-162.48	-85.68	-145.76	-71.52
90	-145.08	-63.36	-167.88	-82.08	-185.52	-97.08	-166.16	-80.84
100	-162.84	-70.8	-188.16	-91.2	-207.96	-108.24	-186.32	-90.08
110	-180	-78.12	-207.24	-100.2	-228.72	-118.56	-205.32	-98.96
120	-198.48	-86.88	-228.24	-110.52	-251.28	-129.72	-226	-109.04
130	-215.52	-94.08	-247.32	-119.16	-273.12	-140.64	-245.32	-117.96
140	-233.4	-101.76	-268.08	-128.88	-296.52	-152.28	-266	-127.64
150	-251.88	-108.72	-288.84	-137.52	-319.08	-162.36	-286.6	-136.2
160	-268.32	-115.92	-307.56	-146.64	-340.32	-173.4	-305.4	-145.32
170	-286.2	-123.48	-328.08	-156.12	-363.12	-184.32	-325.8	-154.64
180	-303.6	-131.28	-348.24	-165.72	-385.32	-195.72	-345.72	-164.24
190	-323.04	-138.12	-371.52	-175.68	-411	-207.48	-368.52	-173.76
200	-339.12	-144.96	-389.88	-183.96	-432.6	-218.64	-387.2	-182.52
210	-356.88	-152.28	-410.64	-193.2	-456	-229.68	-407.84	-191.72
220	-375.24	-160.32	-432	-202.8	-478.8	-240.24	-428.68	-201.12
230	-392.88	-167.16	-453.12	-212.28	-501.84	-251.04	-449.28	-210.16
240	-410.04	-174	-472.8	-220.68	-525.24	-262.92	-469.36	-219.2
250	-426.84	-180.84	-492.6	-229.68	-547.2	-273.6	-488.88	-228.04
260	-446.16	-189	-515.28	-239.52	-572.04	-285.12	-511.16	-237.88
270	-467.28	-196.8	-540.24	-249.72	-599.76	-297.6	-535.76	-248.04
280	-484.32	-204.36	-559.92	-258.84	-622.44	-309.12	-555.56	-257.44
290	-504.72	-212.4	-584.28	-268.8	-648.36	-320.88	-579.12	-267.36
300	-524.16	-219.72	-606.6	-278.04	-672.48	-331.8	-601.08	-276.52
310	-542.16	-227.64	-627.12	-287.64	-697.44	-344.52	-622.24	-286.6
320	-560.64	-233.4	-648.48	-296.52	-720.24	-354.72	-643.12	-294.88
330	-587.16	-243.6	-679.56	-309	-754.68	-370.08	-673.8	-307.56
340	-604.32	-251.16	-698.64	-318.24	-775.8	-380.64	-692.92	-316.68
350	-625.56	-260.04	-722.76	-328.44	-801.6	-392.52	-716.64	-327
360	-644.16	-267.36	-743.88	-337.44	-824.16	-402.72	-737.4	-335.84
370	-666.72	-275.4	-769.68	-347.16	-851.76	-415.08	-762.72	-345.88
380	-686.16	-282	-791.28	-354.96	-876.12	-425.4	-784.52	-354.12
390	-707.16	-290.04	-814.68	-364.2	-901.08	-435.96	-807.64	-363.4
400	-725.64	-297.6	-835.08	-372.24	-922.08	-444.6	-827.6	-371.48
410	-754.56	-304.92	-866.76	-380.52	-956.52	-455.88	-859.28	-380.44
420	-780.6	-313.08	-896.04	-389.76	-986.76	-466.68	-887.8	-389.84
430	-803.04	-319.68	-920.28	-397.2	-1013.64	-476.64	-912.32	-397.84
440	-825.84	-327	-945.24	-405	-1040.28	-486	-937.12	-406
450	-852	-334.44	-974.04	-413.04	-1070.4	-495.72	-965.48	-414.4
460	-876.72	-340.92	-1000.92	-420	-1100.28	-505.68	-992.64	-422.2
470	-903.48	-348	-1030.2	-427.8	-1130.4	-514.8	-1021.36	-430.2
480	-933.24	-354.96	-1062.96	-435.24	-1165.08	-524.52	-1053.76	-438.24
490	-964.56	-361.32	-1098.12	-442.44	-1203	-534.96	-1088.56	-446.24
500	-985.08	-366.12	-1119.6	-447.72	-1226.4	-542.4	-1110.36	-452.08
510	-1021.56	-372.48	-1159.8	-454.2	-1269	-552	-1150.12	-459.56
520	-1047.24	-379.2	-1187.88	-461.16	-1297.56	-560.04	-1177.56	-466.8
530	-1081.08	-384.72	-1224.6	-466.92	-1337.64	-569.16	-1214.44	-473.6

Tabela E.2 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 15 - 2,0)
(CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,0 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
540	-1124.64	-388.2	-1272.96	-471.36	-1390.2	-578.4	-1262.6	-479.32
550	-1154.64	-393.6	-1305.24	-476.88	-1424.16	-585.72	-1294.68	-485.4
560	-1185.6	-398.16	-1338.96	-481.8	-1461.12	-593.4	-1328.56	-491.12
570	-1238.76	-398.76	-1397.64	-483	-1524.84	-600.12	-1387.08	-493.96
580	-1267.68	-402.96	-1429.32	-487.2	-1559.4	-606.96	-1418.8	-499.04
590	-1313.28	-402.48	-1479.84	-487.08	-1614.84	-611.4	-1469.32	-500.32
600	-1362.12	-400.68	-1534.44	-485.52	-1675.32	-615.12	-1523.96	-500.44
605	-1390.2	-396.96	-1565.88	-482.16	-1710.96	-615.48	-1555.68	-498.2
610	-1408.68	-395.88	-1586.52	-481.2	-1734.72	-617.28	-1576.64	-498.12
615	-1442.16	-387.48	-1624.32	-473.04	-1777.44	-614.28	-1614.64	-491.6
620	-1460.52	-385.32	-1644.24	-470.28	-1799.28	-613.56	-1634.68	-489.72
625	-1492.92	-375.36	-1680.72	-459.72	-1840.8	-608.28	-1671.48	-481.12
630	-1523.52	-362.64	-1715.28	-445.8	-1881.24	-601.92	-1706.68	-470.12
635	-1554.96	-345.84	-1750.32	-425.88	-1921.44	-590.4	-1742.24	-454.04
640	-1611.84	-309.84	-1815.72	-387	-1998.72	-567.84	-1808.76	-421.56
645	-1645.44	-288.24	-1854.12	-364.44	-2044.08	-554.4	-1847.88	-402.36
650	-1666.92	-273.48	-1878.12	-348.6	-2071.32	-542.76	-1872.12	-388.28
655	-1761.72	-162.6	-1987.44	-226.92	-2202.6	-450.12	-1983.92	-279.88
662	Carga de Ruptura							

Tabela E.3 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 24 - 2,0)

PFN 24 - 2,0								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	-4.9E-15	4.1E-14	1.2E-01	-5.9E-14	0.12	-1.9E-14	0.08	-1.2E-14
20	-46.44	-4.92	-49.44	-6.96	-53.52	-10.32	-49.8	-7.4
40.4	-86.4	-9	-91.92	-13.2	-100.68	-19.8	-93	-14
60	-118.32	-13.44	-128.04	-20.64	-142.2	-32.04	-129.52	-22.04
80	-155.64	-15.36	-169.44	-26.04	-189.96	-42.12	-171.68	-27.84
100	-191.28	-18.12	-210.12	-32.52	-236.76	-53.64	-212.72	-34.76
120	-226.2	-20.52	-250.56	-38.76	-283.56	-65.16	-253.44	-41.48
140	-260.52	-22.2	-291	-44.16	-331.92	-77.28	-294.48	-47.88
160	-294.48	-23.88	-331.32	-50.28	-380.04	-89.88	-335.28	-54.68
180	-329.16	-25.56	-372.72	-56.4	-429	-102.24	-376.96	-61.4
200	-363	-27.36	-413.16	-62.4	-477.12	-114.72	-417.76	-68.16
220	-396.48	-28.44	-453.36	-66.96	-525.36	-126.12	-458.4	-73.84
240	-430.92	-28.92	-495.24	-71.64	-575.4	-136.8	-500.52	-79.12
260	-467.76	-24.96	-540.12	-73.68	-629.88	-142.68	-545.92	-80.44
280	-507.72	-23.04	-585.96	-74.52	-682.68	-144.96	-592.12	-80.84
300	-544.56	-18.12	-630.72	-70.2	-733.8	-139.56	-636.36	-75.96

Tabela E.3 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 24 - 2,0)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 24 - 2,0 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
320	-594.36	-4.68	-686.76	-59.16	-800.4	-131.88	-693.84	-65.24
340	-635.4	7.2	-733.2	-46.56	-853.2	-122.4	-740.6	-53.92
360	-685.08	38.52	-792.96	-17.76	-924.72	-103.56	-800.92	-27.6
380	-744.24	102.72	-864.84	41.88	-1010.16	-58.44	-873.08	28.72
400	-800.88	176.4	-934.32	106.32	-1094.16	-4.68	-943.12	92.68
420.2	-893.28	370.2	-1054.08	273.48	-1246.08	136.8	-1064.48	260.16
440	-1008.72	770.88	-1216.68	648.24	-1464.36	471.12	-1229.92	630.08
456	Carga de Ruptura							

Tabela E.4 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 30 - 2,0)

PFN 30 - 2,0								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	-52.2	-14.88	-61.92	-13.56	-56.88	-10.68	-57	-13.04
40	-106.32	-31.32	-122.88	-25.92	-109.68	-17.04	-112.96	-24.76
60	-161.64	-43.8	-185.88	-36.12	-167.64	-23.64	-171.72	-34.52
80	-210.84	-53.76	-243.96	-45.36	-222	-31.32	-225.6	-43.48
100	-263.04	-64.2	-301.32	-53.4	-275.52	-37.44	-279.96	-51.68
120	-321.6	-70.8	-366.12	-58.56	-337.2	-39.6	-341.64	-56.32
140	-373.68	-76.32	-424.56	-63.24	-393.96	-41.64	-397.4	-60.4
160	-436.44	-73.2	-496.32	-53.52	-462.84	-15	-465.2	-47.24
180	-495.36	-66.12	-565.08	-42.72	-531.96	1.44	-530.8	-35.8
200	-557.4	-48.72	-640.68	-23.04	-608.88	23.88	-602.32	-15.96
210	-591	-32.88	-683.76	-8.76	-654.24	37.2	-643	-1.48
220	-617.76	-9	-720.48	7.2	-692.52	51.6	-676.92	16.6
230	-660.96	39.6	-780.84	52.56	-757.2	93.12	-733	61.76
240	-688.2	63.96	-818.16	76.2	-796.8	116.28	-767.72	85.48
250	-734.16	115.32	-884.28	124.08	-868.44	161.4	-828.96	133.6
260	-766.92	162.6	-933.72	165.24	-922.08	199.44	-874.24	175.76
270	-812.88	261	-1008	252.96	-1004.88	279.96	-941.92	264.64
280	-850.8	336.84	-1070.4	320.4	-1073.88	339.36	-998.36	332.2
290	-929.64	547.32	-1208.52	509.28	-1230.96	505.44	-1123.04	520.68
300	-969	676.56	-1285.68	624.48	-1318.56	608.16	-1191.08	636.4
310	-1075.68	1189.68	-1525.56	1084.8	-1593.48	1022.4	-1398.24	1098.96
317	Carga de Ruptura							

Tabela E.5 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 40 - 2,0)

PFN 40 - 2,0								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	-1.2E-01	-2.4E-01	-1.2E-01	-1.2E-01	5.2E-14	-5.2E-14	-0.08	-0.12
10	-34.2	3.24	-41.52	0.96	-42.6	-4.56	-39.44	-0.12
20	-62.64	12.36	-72.24	11.04	-72.12	2.28	-69	8.56
30	-93.84	12.48	-104.16	13.2	-102.12	2.16	-100.04	9.28
40	-124.08	16.32	-133.2	20.52	-128.64	7.32	-128.64	14.72
50	-154.56	21.24	-159.36	30.48	-152.4	15.12	-155.44	22.28
60	-187.92	18.6	-190.8	29.88	-181.2	14.64	-186.64	21.04
70.2	-210.96	27.96	-214.44	42	-204.6	23.64	-210	31.2
80.2	-243.6	30.36	-246.6	48.12	-238.08	24.6	-242.76	34.36
90	-272.64	35.04	-276.72	57.12	-269.16	28.56	-272.84	40.24
100	-301.32	42.6	-305.64	69.36	-299.4	35.04	-302.12	49
110	-327.6	53.4	-333	86.28	-326.64	46.2	-329.08	61.96
120	-351.36	60.36	-357.96	97.56	-352.44	51.72	-353.92	69.88
130	-388.92	82.68	-397.08	129.72	-392.88	74.52	-392.96	95.64
140	-405.6	101.76	-416.52	155.28	-412.44	93.84	-411.52	116.96
150	-433.56	111.12	-446.16	169.2	-443.4	101.64	-441.04	127.32
160	-463.8	135.24	-480.24	201	-479.28	124.56	-474.44	153.6
170	-498.12	168.36	-518.04	243.84	-519.12	168.48	-511.76	193.56
180	-527.64	212.04	-550.44	298.8	-554.76	225.84	-544.28	245.56
190	-554.28	273.12	-582.24	367.44	-588.12	294.84	-574.88	311.8
200	-585	314.4	-616.56	414	-625.2	338.04	-608.92	355.48
210	-611.88	375	-648.6	481.8	-658.68	404.28	-639.72	420.36
220	-646.56	490.56	-688.92	616.32	-702.96	530.64	-679.48	545.84
230	-676.2	588.84	-724.92	728.88	-743.04	633.48	-714.72	650.4
240	-700.2	675.6	-753.48	831.72	-773.28	729	-742.32	745.44
250	-739.8	869.4	-804.12	1061.4	-830.88	937.2	-791.6	956
260	-766.08	1041.24	-840.12	1268.52	-872.4	1119.84	-826.2	1143.2
270	-809.52	1333.44	-905.64	1599.96	-945.6	1426.56	-886.92	1453.32
275.4	-837.72	1526.64	-949.08	1823.64	-994.92	1633.8	-927.24	1661.36
280	-858.36	1702.56	-983.28	2026.8	-1033.2	1824.12	-958.28	1851.16
286.4	-884.16	1990.08	-1033.32	2355.84	-1088.88	2130.48	-1002.12	2158.8
290	-916.92	2308.08	-1098	2709.72	-1162.44	2457.12	-1059.12	2491.64
294.4	Carga de Ruptura							

Tabela E.6 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 50 - 2,0)

PFN 50 - 2,0								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	0.000	0.120	0.120	0.120	-0.24	5.9E-14	-0.04	0.08
10	-20.64	24	-29.16	7.32	-41.76	-6.24	-30.52	8.36
20	-45.72	51.36	-59.76	20.28	-81.48	-3.24	-62.32	22.8
30	-67.92	71.28	-86.4	29.88	-115.08	-2.04	-89.8	33.04
40	-89.64	100.92	-114.84	46.92	-153.24	3.36	-119.24	50.4
50	-108.96	142.68	-142.92	73.44	-195.36	13.32	-149.08	76.48
60	-130.68	193.68	-171.24	113.52	-235.68	39.36	-179.2	115.52

Tabela E.6 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 50 - 2,0)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 50 - 2,0 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	COMP.	TRAÇÃO
70	-154.08	250.92	-198.48	169.08	-271.92	88.8	-208.16	169.6
80	-173.04	335.76	-222	256.56	-307.68	173.28	-234.24	255.2
90	-193.08	418.32	-242.04	346.44	-339.6	263.52	-258.24	342.76
100	-217.68	492.6	-265.56	427.56	-371.04	343.8	-284.76	421.32
110	-244.2	570.12	-287.76	519.84	-399.12	429.84	-310.36	506.6
120	-271.32	665.64	-309	621.96	-427.92	530.52	-336.08	606.04
130	-295.92	775.2	-325.8	733.68	-451.44	646.2	-357.72	718.36
140	-321	905.28	-342.12	862.56	-474.96	779.16	-379.36	849
150	-348.12	1069.2	-360.48	1024.2	-503.04	945.36	-403.88	1012.92
160	-377.28	1223.76	-381.36	1176	-532.56	1101.36	-430.4	1167.04
170	-401.76	1403.76	-394.92	1349.64	-555.24	1278.72	-450.64	1344.04
180	-442.68	1646.52	-424.08	1583.04	-598.8	1515.84	-488.52	1581.8
190	-480	1881.84	-448.8	1808.76	-637.8	1751.16	-522.2	1813.92
200	-522.24	2127.12	-477.84	2058.72	-680.4	1994.52	-560.16	2060.12
210	-585.72	2492.28	-522	2410.2	-745.92	2351.16	-617.88	2417.88
215	-615.96	2655.96	-544.92	2565.84	-778.08	2511	-646.32	2577.6
220	-639.96	2827.68	-561.36	2729.52	-803.64	2681.28	-668.32	2746.16
225	-704.76	3183.72	-610.92	3048.84	-875.88	3009.96	-730.52	3080.84
230	-744.24	4073.64	-634.56	3342.24	-912.6	3302.52	-763.8	3572.8
232	Carga de Ruptura							

Tabela E.7 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 60 - 2,0)

PFN 60 - 2,0								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\mu\text{m}/\text{m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	2.4E-01	-1.6E-14	2.4E-01	-1.2E-14	2.3E-13	0.24	0.16	0.08
10	-33.48	5.04	-36	2.76	-21.24	-1.08	-30.24	2.24
20	-63.72	8.16	-69.24	4.92	-40.56	-2.28	-57.84	3.6
30	-87.12	19.32	-95.52	15.36	-56.76	5.52	-79.8	13.4
40	-123.36	20.64	-136.08	15.96	-79.92	5.4	-113.12	14
50	-161.76	25.08	-173.28	32.88	-101.04	27.72	-145.36	28.56
60	-194.28	36.12	-205.68	52.32	-121.56	57.24	-173.84	48.56
70	-228.72	80.52	-236.28	100.56	-138.12	173.4	-201.04	118.16
80	-268.2	131.16	-267.24	158.76	-152.52	308.76	-229.32	199.56
90	-318.24	211.44	-306.84	249.6	-169.8	474.84	-264.96	311.96
100	-362.28	316.32	-337.44	383.88	-179.64	659.52	-293.12	453.24
110	-401.04	443.88	-362.76	519	-188.28	839.4	-317.36	600.76
120	-451.68	627.24	-393	710.4	-197.16	1056.72	-347.28	798.12
130	-494.52	779.52	-414.36	881.04	-203.16	1245.36	-370.68	968.64
140	-550.08	1027.68	-441	1149.48	-213.6	1530.96	-401.56	1236.04

Tabela E.7 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 60 - 2,0)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 60 - 2,0 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
150.2	-592.44	1203.84	-462.36	1340.04	-221.76	1744.32	-425.52	1429.4
160	-656.4	1458.36	-498.6	1611.6	-238.68	2032.44	-464.56	1700.8
170.2	-721.8	1729.2	-536.76	1895.4	-257.4	2339.04	-505.32	1987.88
176	-766.8	1954.56	-563.04	2126.64	-272.28	2581.68	-534.04	2220.96
180	-808.2	2207.16	-583.68	2386.56	-288.84	2835.36	-560.24	2476.36
185	-863.4	2439.6	-619.8	2625.12	-312	3079.8	-598.4	2714.84
190	-905.64	2652	-642.72	2843.64	-328.68	3305.88	-625.68	2933.84
195	-1006.56	3119.76	-678.96	3323.76	-336.72	3478.08	-674.08	3307.2
198.4	Carga de Ruptura							

E.2 - Série 2 (L = 2500 mm)

Tabela E.8 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 00 - 2,5)

PFN 00 - 2,5								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	-0.12	3.7E-14	2.2E-14	1E-01	-7E-14	-2.7E-14	-0.04	0.04
20	-35.64	-44.76	-23.52	-30.84	-26.52	-33.6	-28.56	-36.4
40	-74.88	-92.04	-46.2	-60.36	-48	-61.56	-56.36	-71.32
60	-111.96	-136.2	-68.64	-89.04	-69.72	-89.16	-83.44	-104.8
80	-146.52	-175.92	-91.32	-116.64	-92.28	-116.52	-110.04	-136.36
100.4	-182.28	-214.56	-115.92	-144.24	-117.24	-144.96	-138.48	-167.92
120	-216.24	-250.44	-140.04	-170.52	-141.84	-172.08	-166.04	-197.68
140	-248.4	-283.8	-164.52	-196.68	-167.4	-199.56	-193.44	-226.68
160	-280.68	-317.16	-190.08	-223.8	-194.28	-228.48	-221.68	-256.48
180	-310.56	-348	-215.28	-250.2	-220.8	-256.92	-248.88	-285.04
199.8	-340.68	-378	-241.2	-276.72	-248.64	-285.84	-276.84	-313.52
220	-369	-406.92	-266.4	-303.24	-276.12	-314.88	-303.84	-341.68
240	-396	-434.16	-291.6	-329.16	-303.84	-344.04	-330.48	-369.12
260	-424.2	-462.6	-318.36	-357	-333.36	-375	-358.64	-398.2
280.2	-450.24	-489	-343.92	-383.28	-361.8	-404.76	-385.32	-425.68
300	-474.96	-514.32	-368.16	-408.72	-388.68	-433.32	-410.6	-452.12
319.2	-499.32	-539.88	-392.16	-434.28	-415.56	-462	-435.68	-478.72
339.8	-526.8	-568.32	-420.48	-464.16	-447.72	-496.32	-465	-509.6
360	-552.48	-595.08	-446.28	-491.64	-476.16	-526.92	-491.64	-537.88
380	-578.16	-621.96	-472.68	-519.84	-506.16	-559.08	-519	-566.96
400	-603.36	-648.6	-498.84	-547.8	-535.32	-590.52	-545.84	-595.64
420	-630.84	-677.64	-528.36	-579.48	-569.28	-627.12	-576.16	-628.08
440	-656.76	-705.48	-555.48	-609.12	-600	-660.6	-604.08	-658.4
460	-682.2	-732.72	-581.88	-637.68	-629.64	-693	-631.24	-687.8

Tabela E.8 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 00 - 2,5)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 00 - 2,5 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
480	-708.12	-760.92	-609.72	-668.28	-661.56	-727.68	-659.8	-718.96
500	-733.68	-788.76	-636.84	-697.92	-692.04	-761.16	-687.52	-749.28
520	-762.84	-821.16	-669.24	-734.04	-730.08	-803.52	-720.72	-786.24
540	-788.4	-849.36	-695.64	-763.92	-759.72	-836.64	-747.92	-816.64
560	-814.92	-879	-723.36	-795.12	-790.56	-871.2	-776.28	-848.44
580	-842.88	-911.16	-753	-829.44	-824.52	-910.08	-806.8	-883.56
600	-870.84	-942.96	-782.88	-863.52	-858.36	-948.72	-837.36	-918.4
620	-902.76	-980.28	-817.44	-904.08	-898.44	-994.8	-872.88	-959.72
640	-929.64	-1011.24	-845.76	-936.6	-929.88	-1030.92	-901.76	-992.92
660	-960.48	-1047.12	-877.92	-974.88	-966.36	-1073.64	-934.92	-1031.88
680.4	-990.48	-1081.92	-908.52	-1011	-1000.08	-1113.12	-966.36	-1068.68
700	-1019.88	-1116.12	-939.6	-1047	-1034.88	-1153.56	-998.12	-1105.56
720	-1063.68	-1172.64	-988.92	-1110.6	-1095	-1227.24	-1049.2	-1170.16
740	-1090.08	-1204.68	-1016.52	-1144.08	-1125.96	-1264.32	-1077.52	-1204.36
760	-1124.52	-1247.52	-1052.88	-1189.68	-1167.36	-1315.8	-1114.92	-1251
779.8	-1151.16	-1279.92	-1079.64	-1222.56	-1196.4	-1351.2	-1142.4	-1284.56
800	-1180.68	-1316.52	-1109.4	-1260.36	-1229.4	-1392.36	-1173.16	-1323.08
819.4	-1211.16	-1355.64	-1140.36	-1300.92	-1264.32	-1437	-1205.28	-1364.52
840	-1249.92	-1407.6	-1181.76	-1356.6	-1312.92	-1500.6	-1248.2	-1421.6
860	-1284.12	-1454.04	-1217.04	-1404.84	-1353.24	-1554.24	-1284.8	-1471.04
880	-1315.32	-1495.2	-1248.6	-1447.2	-1387.92	-1600.08	-1317.28	-1514.16
900	-1349.28	-1543.2	-1282.56	-1496.4	-1425.96	-1653.72	-1352.6	-1564.44
920.6	-1395	-1612.32	-1330.2	-1569.24	-1481.88	-1735.2	-1402.36	-1638.92
940	-1433.4	-1674.12	-1369.32	-1633.44	-1527	-1806	-1443.24	-1704.52
960	-1466.88	-1727.4	-1402.8	-1688.28	-1565.16	-1865.76	-1478.28	-1760.48
980	-1504.08	-1792.32	-1440.72	-1755.12	-1608.96	-1939.56	-1517.92	-1829
1000	-1548	-1886.16	-1486.56	-1853.76	-1665.6	-2049.48	-1566.72	-1929.8
1020	-1576.2	-1946.76	-1514.04	-1915.08	-1697.4	-2115.48	-1595.88	-1992.44
1040	-1602.96	-2031.24	-1540.08	-2001.6	-1730.4	-2209.44	-1624.48	-2080.76
1059.6	-1619.04	-2192.88	-1555.8	-2168.88	-1761.72	-2390.76	-1645.52	-2250.84
1078	Carga de Ruptura							

Tabela E.9 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 15 - 2,5)

PFN 15 - 2,5								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	-1E-01	-1E-01	-2E-14	1E-01	0E+00	0E+00	-4E-02	-3E-15
10.2	-11.64	-3.24	-11.88	-4.32	-12.6	-5.28	-12.04	-4.28
20.8	-26.28	-10.44	-26.52	-12.36	-28.08	-13.8	-26.96	-12.2
30	-40.56	-17.4	-40.8	-20.28	-43.08	-21.6	-41.48	-19.76
40	-54.36	-23.28	-54.12	-26.64	-56.4	-28.08	-54.96	-26

Tabela E.9 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 15 - 2,5)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,5 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
50	-68.76	-29.88	-67.92	-33.96	-71.04	-35.4	-69.24	-33.08
60.4	-83.52	-36	-82.44	-40.92	-86.76	-43.44	-84.24	-40.12
70.2	-96.96	-41.88	-95.88	-47.76	-100.32	-49.92	-97.72	-46.52
80	-109.08	-45.84	-107.64	-52.68	-113.16	-55.8	-109.96	-51.44
90	-117.84	-45.6	-115.8	-52.92	-121.8	-56.4	-118.48	-51.64
100.2	-136.2	-56.52	-134.4	-65.04	-141.48	-68.64	-137.36	-63.4
110	-152.04	-64.2	-150.6	-74.04	-158.64	-78.12	-153.76	-72.12
120	-165.48	-70.44	-163.8	-81.12	-172.32	-85.08	-167.2	-78.88
130	-178.08	-74.28	-176.04	-85.32	-185.16	-90.48	-179.76	-83.36
140	-190.92	-78.96	-188.28	-90.6	-197.64	-95.64	-192.28	-88.4
150	-205.44	-85.2	-202.2	-97.44	-212.88	-103.2	-206.84	-95.28
160	-221.52	-93.48	-218.16	-106.56	-229.44	-112.2	-223.04	-104.08
170.2	-239.28	-102.6	-236.4	-117.12	-248.04	-122.52	-241.24	-114.08
180	-254.04	-109.68	-251.28	-124.92	-263.88	-131.16	-256.4	-121.92
190.4	-269.88	-117.24	-267.36	-133.68	-280.56	-139.92	-272.6	-130.28
200	-283.92	-123.36	-281.16	-140.52	-295.44	-147.36	-286.84	-137.08
210	-298.92	-130.32	-296.16	-148.44	-310.32	-154.68	-301.8	-144.48
220	-314.64	-137.28	-311.64	-156.12	-326.04	-162.48	-317.44	-151.96
230	-329.88	-143.64	-327	-163.56	-342.6	-170.76	-333.16	-159.32
240	-346.56	-150.36	-343.68	-171.12	-359.52	-178.08	-349.92	-166.52
250	-361.8	-157.08	-358.68	-178.68	-375.48	-185.88	-365.32	-173.88
260	-377.04	-164.04	-373.56	-186.24	-390.48	-193.2	-380.36	-181.16
270	-391.92	-170.64	-388.56	-193.68	-406.2	-200.88	-395.56	-188.4
280	-409.32	-177.72	-405.72	-201.72	-423.84	-208.8	-412.96	-196.08
290	-422.52	-180.12	-418.2	-204.6	-436.56	-212.16	-425.76	-198.96
300.2	-436.08	-185.4	-431.16	-210.24	-450	-217.68	-439.08	-204.44
310	-454.92	-193.56	-449.88	-219.6	-469.32	-226.8	-458.04	-213.32
320	-471.12	-200.4	-465.72	-227.04	-485.4	-234.12	-474.08	-220.52
330.2	-489.72	-209.16	-484.44	-236.76	-504.6	-243.84	-492.92	-229.92
340	-507.24	-215.64	-501.72	-244.32	-522.96	-251.76	-510.64	-237.24
350	-526.32	-222.6	-520.44	-252.6	-541.92	-259.8	-529.56	-245
360.2	-540.48	-224.64	-533.76	-255.12	-556.08	-263.04	-543.44	-247.6
370	-558.72	-230.28	-551.64	-261.96	-575.16	-270.12	-561.84	-254.12
380.2	-575.52	-232.56	-568.2	-265.56	-592.32	-274.08	-578.68	-257.4
390.2	-596.28	-239.76	-589.08	-274.08	-614.28	-282.96	-599.88	-265.6
400	-613.8	-242.4	-606.48	-278.28	-632.4	-287.52	-617.56	-269.4
410	-630	-247.44	-622.44	-284.28	-649.56	-294	-634	-275.24
420	-652.92	-251.52	-646.08	-290.76	-674.4	-301.08	-657.8	-281.12
430	-670.8	-256.2	-663.84	-296.88	-693.24	-307.44	-675.96	-286.84
440	-689.16	-261.36	-682.2	-303.48	-712.8	-314.64	-694.72	-293.16
450	-709.56	-264.72	-702.96	-308.64	-734.28	-320.4	-715.6	-297.92
460	-732.12	-266.64	-725.64	-313.2	-758.4	-325.56	-738.72	-301.8
470	-754.56	-271.32	-748.68	-320.4	-783.36	-333.84	-762.2	-308.52
480	-778.8	-276.36	-773.52	-327.84	-809.52	-341.76	-787.28	-315.32

Tabela E.9 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 15 - 2,5)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,5 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
490	-801.84	-278.76	-796.8	-332.76	-834.72	-347.76	-811.12	-319.76
500	-821.28	-277.68	-816.36	-333.72	-854.28	-348.84	-830.64	-320.08
510.2	-843.36	-277.68	-838.2	-336	-878.16	-352.44	-853.24	-322.04
520	-885.72	-279.24	-881.88	-343.32	-924.84	-361.68	-897.48	-328.08
530	-906.96	-279.6	-903.12	-345.84	-947.64	-365.28	-919.24	-330.24
540	-927.6	-279.84	-923.76	-348.36	-969.48	-368.28	-940.28	-332.16
550	-948.6	-280.56	-945.24	-351.48	-992.52	-372.12	-962.12	-334.72
560	-977.4	-281.4	-974.04	-355.44	-1022.76	-376.68	-991.4	-337.84
570	-1012.92	-281.76	-1010.64	-360.6	-1061.76	-383.04	-1028.44	-341.8
580	-1046.4	-280.2	-1044.84	-363.24	-1097.76	-386.76	-1063	-343.4
590	-1072.2	-267.6	-1071.6	-355.68	-1127.28	-381.24	-1090.36	-334.84
600	-1134.24	-257.52	-1134.96	-354.24	-1195.8	-382.68	-1155	-331.48
610	-1163.16	-252.96	-1164.24	-353.16	-1227.6	-381.96	-1185	-329.36
620	-1199.4	-242.28	-1201.56	-348.6	-1267.68	-379.08	-1222.88	-323.32
630.8	-1249.08	-217.08	-1253.04	-333.24	-1325.04	-368.88	-1275.72	-306.4
640	-1288.56	-193.2	-1294.44	-318.6	-1370.16	-358.08	-1317.72	-289.96
650.2	-1336.68	-154.92	-1344.72	-289.68	-1426.68	-335.52	-1369.36	-260.04
660	-1396.8	-89.88	-1406.64	-241.32	-1496.64	-292.32	-1433.36	-207.84
670.4	Carga de Ruptura							

Tabela E.10 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 24 - 2,5)

PFN 24 - 2,5								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	-1.2E-01	2.4E-01	-2.4E-01	-9.6E-01	-0.48	-0.12	-0.28	-0.28
20	-34.92	-3.6	-44.16	-14.64	-57	-22.32	-45.36	-13.52
40	-71.64	-10.8	-81.96	-29.16	-101.04	-42.12	-84.88	-27.36
60	-110.88	-18.36	-123	-44.52	-147.6	-62.4	-127.16	-41.76
80	-149.64	-21	-163.8	-57.6	-195.72	-82.68	-169.72	-53.76
100	-186.72	-22.2	-205.92	-71.16	-246.96	-104.04	-213.2	-65.8
120	-226.44	-23.4	-246	-84.84	-297	-125.52	-256.48	-77.92
140	-263.76	-23.28	-287.28	-98.16	-348.36	-146.4	-299.8	-89.28
160	-301.8	-22.92	-332.64	-111.6	-403.2	-168.24	-345.88	-100.92
180	-344.52	-15.12	-380.04	-121.68	-460.92	-187.32	-395.16	-108.04
200	-379.8	-9.48	-428.4	-130.56	-517.56	-205.56	-441.92	-115.2
210	-395.88	-5.76	-453.6	-133.56	-547.32	-213.96	-465.6	-117.76
220	-420.36	-0.6	-483.84	-138.24	-581.16	-224.4	-495.12	-121.08
230	-441.36	2.64	-510.84	-141.84	-613.68	-232.68	-521.96	-123.96
240	-460.92	6.6	-535.8	-144.96	-643.92	-240.6	-546.88	-126.32
250.2	-482.64	10.8	-564.48	-146.76	-679.32	-247.8	-575.48	-127.92
260	-503.4	17.76	-593.76	-147.48	-715.56	-254.04	-604.24	-127.92
270	-524.76	25.68	-623.16	-146.76	-752.16	-258.84	-633.36	-126.64

Tabela E.10 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 24 - 2,5)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 24 - 2,5 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
280	-545.4	37.2	-652.08	-143.4	-788.16	-261.12	-661.88	-122.44
290	-570.24	50.04	-686.4	-140.52	-830.52	-264.36	-695.72	-118.28
300	-613.44	69.72	-724.2	-132.36	-881.88	-264.6	-739.84	-109.08
310	-648.96	99.96	-770.52	-117.24	-942.36	-257.52	-787.28	-91.6
320	-673.44	118.68	-802.08	-102.72	-980.16	-249.96	-818.56	-78
330	-705.96	160.44	-847.68	-69.84	-1034.88	-227.76	-862.84	-45.72
340	-733.08	220.2	-897.24	-21.84	-1094.76	-192	-908.36	2.12
350	-785.76	387	-986.04	123.12	-1198.32	-48.84	-990.04	153.76
360.8	Ruptura							

Tabela E.11 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 30 - 2,5)

PFN 30 - 2,5								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	-1E-01	-2E-01	-24E-01	-0.24	0	0	-0.12	-0.16
20.2	-47.52	-21	-41.28	-8.16	-29.76	0.12	-39.52	-9.68
40.6	-93	-37.08	-78	-14.4	-58.92	-0.96	-76.64	-17.48
60	-133.44	-50.88	-110.64	-20.4	-85.2	-2.28	-109.76	-24.52
60	-129.72	-48.96	-108.24	-18.96	-83.16	-0.96	-107.04	-22.96
80	-173.88	-64.32	-143.52	-25.68	-111.36	-2.4	-142.92	-30.8
100	-217.44	-78.24	-178.32	-31.2	-139.44	-2.28	-178.4	-37.24
120	-264.6	-91.08	-214.8	-35.04	-168.72	2.4E-15	-216.04	-42.04
140	-308.52	-102.6	-249.96	-38.88	-197.4	2.52	-251.96	-46.32
160	-357.72	-112.44	-288.48	-38.4	-227.4	14.4	-291.2	-45.48
180	-403.2	-122.04	-324.72	-39.36	-256.56	22.2	-328.16	-46.4
200	-459.84	-129.6	-367.32	-34.8	-290.64	40.92	-372.6	-41.16
220	-508.68	-132.72	-405.12	-27.6	-320.88	59.64	-411.56	-33.56
240	-561.6	-135.48	-445.56	-18	-352.2	82.2	-453.12	-23.76
260	-639.84	-118.92	-501.96	15.36	-396.36	141.12	-512.72	12.52
280	-720.6	-77.04	-559.56	72.72	-443.52	231.96	-574.56	75.88
300	-803.28	-13.2	-618.36	159.84	-488.4	354.48	-636.68	167.04
320	-931.2	189.72	-693.96	406.08	-537.72	652.08	-720.96	415.96
330	-1045.32	513.84	-748.32	773.28	-559.08	1072.56	-784.24	786.56
336.9	Carga de Ruptura							

Tabela E.12 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 40 - 2,5)

PFN 40 - 2,5								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	2.4E-01	-2.4E-01	-2.4E-01	-3.6E-01	1.1E-13	1.4E-13	1.3E-13	-0.2
20	-27.36	13.08	-22.32	17.04	-26.64	8.88	-25.44	13
40	-63.36	21.6	-77.04	4.08	-83.52	-12.48	-74.64	4.4
60	-102.72	46.56	-112.56	25.44	-120.48	3.84	-111.92	25.28
80	-135.84	83.28	-150.48	53.04	-161.28	17.04	-149.2	51.12
100	-171.12	129.24	-193.68	95.04	-206.4	34.08	-190.4	86.12
110	-189.6	160.08	-214.56	127.2	-230.16	51.36	-211.44	112.88
120	-204.96	179.4	-233.28	150	-250.56	59.52	-229.6	129.64
129.8	-220.32	212.16	-250.56	181.32	-270	80.4	-246.96	157.96
140	-238.8	234.96	-276.72	194.52	-297.84	90.96	-271.12	173.48
150	-260.4	267	-311.28	213.6	-334.8	107.76	-302.16	196.12
160	-279.84	315	-336	258.6	-363.6	147.6	-326.48	240.4
170	-302.64	384.48	-358.56	329.88	-390.72	212.4	-350.64	308.92
180	-322.32	453.24	-383.52	388.2	-419.04	271.2	-374.96	370.88
190	-346.08	571.2	-412.56	490.44	-452.88	382.32	-403.84	481.32
200	-364.56	689.4	-441.84	597	-484.08	484.08	-430.16	590.16
210	-385.44	848.88	-467.28	744.6	-513.84	624.72	-455.52	739.4
220	-396.72	1044	-484.8	930.96	-535.68	795.6	-472.4	923.52
230	-407.04	1403.64	-505.92	1273.2	-559.68	1142.64	-490.88	1273.16
240	-409.68	1965.72	-536.4	1809.36	-586.8	1682.4	-510.96	1819.16
246	Carga de Ruptura							

Tabela E.13 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 50 - 2,5)

PFN 50 - 2,5								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	0.000	0.240	-0.120	0.240	-0.24	0.12	-0.12	0.2
10.2	-26.88	15.6	-30.96	5.4	-36.72	-0.6	-31.52	6.8
20	-44.16	20.4	-51.36	5.4	-60.24	-3.6	-51.92	7.4
30.2	-62.64	26.88	-71.76	7.92	-84.24	-4.08	-72.88	10.24
40	-84.48	33.12	-94.08	10.56	-108.72	-3.12	-95.76	13.52
50	-114	30.72	-116.52	13.44	-126.48	4.8	-119	16.32
60	-135.84	37.92	-138.84	16.92	-150.48	6.96	-141.72	20.6
70	-165.6	41.28	-161.88	23.64	-169.44	16.92	-165.64	27.28
80	-191.76	48.72	-184.8	29.16	-191.04	22.8	-189.2	33.56
90	-219.84	65.28	-210.12	39.72	-215.28	31.68	-215.08	45.56
100	-248.64	85.68	-236.4	55.32	-241.92	44.64	-242.32	61.88
109.8	-282.24	123.84	-264.84	95.28	-267.12	89.52	-271.4	102.88
120.2	-320.88	196.08	-297.48	168.72	-297.12	172.8	-305.16	179.2
130.4	-356.16	284.64	-328.2	250.92	-327.36	267.96	-337.24	267.84
140.4	-380.64	512.64	-346.8	468.96	-347.28	491.88	-358.24	491.16
150.2	-402.24	748.08	-367.2	685.68	-366.72	712.56	-378.72	715.44
160.2	-417.6	978.24	-384.36	897.72	-385.92	935.04	-395.96	937

Tabela E.13 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 50 - 2,5)

(CONTINUAÇÃO)

PFN 50 - 2,5 (continuação)								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
170	-431.04	1229.52	-401.28	1129.2	-406.8	1179.12	-413.04	1179.28
180.2	-437.76	1556.64	-409.92	1446.84	-423.12	1518.12	-423.6	1507.2
189.8	-453.12	2109.6	-440.16	1996.8	-463.2	2131.32	-452.16	2079.24
200	-486.48	3029	-498.12	2965.92	-549.36	3095.76	-511.32	3030.23
201.2	Carga de Ruptura							

Tabela E.14 - Deformações específicas das amaduras longitudinais (PFN 60 - 2,5)

PFN 60 - 2,5								
Carga	E1	E2	E3	E4	E5	E6	MÉDIA	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	COMP.	TRAÇÃO
0	9.6E-01	-7.0E-13	4.8E-01	4E-13	0.12	-0.48	0.52	-0.24
10.2	-76.8	12.6	-92.4	4E-13	-108	-25.08	-92.4	-6.24
20	-137.16	49.56	-161.04	4E-13	-187.32	-17.4	-161.84	16.08
30	-198.48	90	-213.6	4E-13	-253.2	16.92	-221.76	53.46
40	-267.72	142.8	-268.8	4E-13	-296.76	140.52	-277.76	141.66
50	-301.32	206.16	-293.28	4E-13	-313.2	242.88	-302.6	224.52
60	-318.84	276.6	-305.04	4E-13	-318.84	349.8	-314.24	313.2
70	-361.92	373.2	-335.04	4E-13	-346.08	480.24	-347.68	426.72
80	-387.96	503.4	-347.76	4E-13	-353.76	651.36	-363.16	577.38
90	-398.88	601.44	-356.88	4E-13	-356.88	772.68	-370.88	687.06
100	-422.4	747.24	-369.36	4E-13	-366.6	948	-386.12	847.62
110	-431.88	962.76	-361.44	4E-13	-356.88	1192.08	-383.4	1077.42
120	-447.12	1203.6	-360.24	4E-13	-352.08	1463.28	-386.48	1333.44
130	-458.28	1475.76	-351.12	4E-13	-334.8	-1.3E+04	-381.4	-5679.36
140	-479.52	1730.52	-356.16	4E-13	-333.48	-1.3E+04	-389.72	-5551.98
150	-475.08	2129.76	-326.16	4E-13	-292.2	-1.3E+04	-364.48	-5352.36
155	-502.2	2484.24	-336.72	4E-13	-296.76	-1.3E+04	-378.56	-5175.12
160	-517.8	-1.2E+04	-331.68	4E-13	-281.16	-1.3E+04	-376.88	-1.3E+04
164.8	Carga de Ruptura							

F RESULTADOS EXPERIMENTAIS DAS DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

F.1 - Série 1 (L = 2000 mm)

Tabela F.1 - Deformações específicas no concreto PFN 00 - 2,0

PFN 00 - 2,0				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	0	0	0	0
20	-25.44	-18.48	-17.76	-20.56
40	-48.24	-37.2	-41.76	-42.4
60	-72.72	-57.36	-68.64	-66.24
80	-100.32	-78.96	-94.08	-91.12
100	-126.96	-99.6	-118.08	-114.88
120	-153.84	-121.2	-143.76	-139.6
140	-181.44	-143.76	-171.12	-165.44
160	-209.28	-166.56	-199.44	-191.76
180	-235.92	-188.88	-227.28	-217.36
200	-264.96	-213.36	-257.04	-245.12
220	-291.6	-235.44	-284.64	-270.56
240	-318	-258	-310.56	-295.52
260	-344.4	-280.32	-336.72	-320.48
280	-373.68	-305.04	-363.84	-347.52
300	-400.56	-327.6	-388.32	-372.16
320	-427.44	-351.12	-413.52	-397.36
340	-456	-375.36	-438.48	-423.28
360	-483.84	-399.36	-462.96	-448.72
380	-511.44	-423.6	-486.72	-473.92
400	-540.72	-448.8	-510.72	-500.08
420	-568.08	-472.8	-533.28	-524.72
440	-596.64	-497.04	-556.56	-550.08
460	-624	-521.28	-577.92	-574.4
480	-653.76	-546.72	-600.72	-600.4
500	-683.04	-572.64	-623.04	-626.24
519.6	-709.2	-595.68	-642.96	-649.28
540	-741.84	-623.76	-666.96	-677.52
560	-777.12	-654.24	-692.4	-707.92
580	-803.76	-677.52	-712.56	-731.28
600	-838.56	-708	-737.28	-761.28

Tabela F.1 - Deformações específicas no concreto PFN 00 - 2,0
(CONTINUAÇÃO)

PFN 00 - 2,0 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
620.4	-873.12	-737.76	-762	-790.96
640	-904.08	-765.6	-785.04	-818.24
660	-936.72	-794.16	-808.8	-846.56
680	-966.48	-820.8	-830.88	-872.72
700	-995.76	-846	-850.8	-897.52
720	-1041.12	-884.4	-878.88	-934.8
740	-1070.88	-910.8	-901.2	-960.96
760	-1103.52	-939.84	-924.72	-989.36
779.8	-1130.16	-964.08	-945.36	-1013.2
800	-1164.72	-995.28	-970.8	-1043.6
820	-1207.68	-1033.2	-1000.56	-1080.48
840	-1238.88	-1061.28	-1024.32	-1108.16
860	-1271.52	-1091.52	-1049.28	-1137.44
880.4	-1302.72	-1120.08	-1073.04	-1165.28
900	-1351.2	-1163.04	-1106.64	-1206.96
920	-1385.52	-1194.72	-1132.8	-1237.68
940.4	-1421.28	-1227.36	-1159.2	-1269.28
960	-1463.76	-1266.72	-1190.4	-1306.96
980	-1506.96	-1306.08	-1220.88	-1344.64
998.8	-1545.36	-1342.32	-1250.4	-1379.36
1020	-1589.28	-1382.88	-1282.8	-1418.32
1040	-1636.08	-1426.8	-1317.36	-1460.08
1060	-1688.4	-1476.72	-1356.96	-1507.36
1060	-1688.4	-1476.72	-1356.96	-1507.36
1080	-1740.96	-1526.4	-1395.12	-1554.16
1100	-1827.6	-1607.76	-1448.64	-1628
1120	-1857.36	-1636.32	-1472.64	-1655.44
1140	-1884.48	-1662.96	-1495.92	-1681.12
1160	-1913.76	-1692.96	-1522.8	-1709.84
1180	-1950.96	-1729.92	-1555.2	-1745.36
1200	-1975.68	-1756.8	-1578.48	-1770.32
1220	-2016.72	-1798.56	-1612.56	-1809.28
1238	-2053.68	-1834.8	-1638.48	-1842.32
1255	Ruptura			

Tabela F.2 - Deformações específicas no concreto PFN 15 - 2,0

PFN 15 - 2,0				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	0	0	0	0
20	-46.08	-43.2	-41.28	-43.52
30	-67.44	-64.56	-63.36	-65.12
40	-90.72	-87.12	-86.16	-88
50	-113.76	-110.16	-109.2	-111.04
60	-138.48	-134.64	-133.68	-135.6
70	-163.92	-159.84	-158.64	-160.8
80	-190.56	-186	-185.04	-187.2
90	-217.2	-211.68	-209.76	-212.88
100	-243.84	-237.36	-235.92	-239.04
110	-269.28	-262.08	-260.16	-263.84
120	-296.64	-287.52	-285.84	-290
130	-322.32	-312.72	-310.32	-315.12
140	-350.4	-338.64	-336	-341.68
150	-378.72	-365.76	-362.16	-368.88
160	-404.64	-389.52	-384.72	-392.96
170	-432.72	-415.44	-409.2	-419.12
180	-460.08	-440.64	-432.72	-444.48
190	-491.52	-469.68	-459.6	-473.6
200	-517.44	-493.44	-481.2	-497.36
210	-546.48	-520.08	-504.24	-523.6
220	-576.24	-546.96	-528.72	-550.64
230	-605.28	-573.6	-552.48	-577.12
240	-634.08	-600.24	-576	-603.44
250	-662.16	-625.44	-598.56	-628.72
260	-694.56	-654.96	-624.72	-658.08
270	-730.08	-686.88	-651.84	-689.6
280	-757.68	-712.08	-674.16	-714.64
290	-792.24	-743.28	-701.04	-745.52
300	-824.4	-772.32	-726.48	-774.4
310	-853.44	-798.72	-749.76	-800.64
320	-883.68	-827.04	-774.72	-828.48
330	-927.12	-866.16	-807.6	-866.96
340	-953.76	-890.64	-829.44	-891.28
350	-986.88	-921.12	-856.08	-921.36
360	-1016.88	-948.72	-881.04	-948.88
370	-1053.36	-982.08	-909.6	-981.68
380	-1085.04	-1011.36	-936	-1010.8
390	-1117.92	-1041.84	-963.12	-1040.96
400	-1146.48	-1068.48	-987.6	-1067.52

Tabela F.2 - Deformações específicas no concreto PFN 15 - 2,0

(CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,0 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
410	-1194.72	-1113.6	-1026.96	-1111.76
420	-1237.44	-1153.2	-1062.24	-1150.96
430	-1274.16	-1187.28	-1092.24	-1184.56
440	-1310.64	-1221.84	-1123.92	-1218.8
450	-1353.36	-1261.44	-1159.44	-1258.08
460	-1395.12	-1300.56	-1194	-1296.56
470	-1439.04	-1341.6	-1230.72	-1337.12
480	-1489.2	-1389.12	-1272.72	-1383.68
490	-1544.16	-1440	-1317.12	-1433.76
500	-1578	-1471.68	-1346.16	-1465.28
510	-1641.12	-1530.96	-1398.24	-1523.44
520	-1683.36	-1570.32	-1434	-1562.56
530	-1742.4	-1624.8	-1482.48	-1616.56
540	-1823.28	-1698	-1547.52	-1689.6
550	-1875.12	-1745.04	-1590	-1736.72
560	-1930.56	-1795.2	-1635.36	-1787.04
570	-2033.52	-1886.16	-1715.04	-1878.24
580	-2085.6	-1932.96	-1757.28	-1925.28
590	-2175.6	-2011.2	-1826.88	-2004.56
600	-2274	-2096.4	-1901.76	-2090.72
605	-2333.04	-2147.52	-1946.88	-2142.48
610	-2370.48	-2180.16	-1976.4	-2175.68
615	-2444.64	-2244.24	-2032.56	-2240.48
620	-2482.32	-2277.12	-2062.08	-2273.84
625	-2555.52	-2340.24	-2117.52	-2337.76
630	-2627.76	-2403.12	-2173.2	-2401.36
635	-2705.04	-2469.84	-2232.24	-2469.04
640	-2851.2	-2594.64	-2341.44	-2595.76
645	-2937.36	-2668.08	-2406.72	-2670.72
650	-2992.08	-2715.12	-2448.96	-2718.72
655	-3281.76	-2958.24	-2660.4	-2966.8
662	Ruptura			

Tabela F.3 - Deformações específicas no concreto PFN 24 - 2,0

PFN 24 - 2,0				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	1.9E-13	-1.3E-13	1.9E-13	1.9E-13
20	-75.6	-29.28	-75.12	-75.36
40.4	-144.48	-66.48	-138.72	-141.6
60	-198.96	-96.96	-186.24	-192.6
80	-264.48	-130.8	-243.84	-254.16
100	-326.4	-162.48	-296.16	-311.28
120	-389.04	-197.28	-347.28	-368.16
140	-450.72	-228	-396.96	-423.84
160	-513.36	-261.6	-446.16	-479.76
180	-575.52	-291.6	-495.6	-535.56
200	-636.72	-323.52	-544.08	-590.4
220	-700.08	-358.56	-594	-647.04
240	-766.08	-394.8	-646.08	-706.08
260	-840.72	-432.48	-703.92	-772.32
280	-914.16	-470.64	-765.12	-839.64
300	-992.16	-517.44	-829.44	-910.8
320	-1088.4	-559.2	-908.16	-998.28
340	-1171.2	-611.04	-979.68	-1075.44
360	-1287.12	-674.88	-1076.4	-1181.76
380	-1439.76	-756.48	-1206.72	-1323.24
400	-1602.96	-853.68	-1342.08	-1472.52
420.2	-1903.44	-994.56	-1601.04	-1752.24
440	-2437.2	-1324.8	-2052.96	-2245.08
456	Ruptura			

Tabela F.4 - Deformações específicas no concreto PFN 30 - 2,0

PFN 30 - 2,0				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	-0.24	-0.24	-0.48	-0.32
20	-74.88	-62.64	-64.08	-67.2
40	-145.68	-124.08	-128.88	-132.88
60	-224.88	-194.64	-198.96	-206.16
80	-298.8	-260.16	-261.6	-273.52
100	-372.96	-328.08	-328.8	-343.28
120	-462	-406.56	-407.76	-425.44
140	-542.16	-478.08	-479.52	-499.92
160	-654.72	-575.04	-574.8	-601.52
180	-764.88	-669.12	-668.4	-700.8
200	-885.84	-769.44	-774	-809.76

Tabela F.4 – Deformações específicas no concreto PFN 30 – 2,0 (CONTINUAÇÃO)

PFN 30 - 2,0 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
210	-958.08	-828.72	-836.16	-874.32
220	-1020.96	-884.16	-891.36	-932.16
230	-1132.8	-978.24	-989.28	-1033.44
240	-1196.16	-1037.28	-1048.32	-1093.92
250	-1305.12	-1135.2	-1155.36	-1198.56
260	-1389.36	-1218	-1240.56	-1282.64
270	-1533.84	-1344	-1380.24	-1419.36
280	-1649.04	-1452.96	-1494.72	-1532.24
290	-1908.48	-1690.56	-1770.96	-1790
300	-2055.36	-1840.08	-1933.68	-1943.04
310	-2505.12	-2325.36	-2501.52	-2444
317	Ruptura			

Tabela F.5 - Deformações específicas no concreto PFN 40 - 2,0

PFN 40 - 2,0				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	6.0E-14	6.0E-14	4.3E-14	6.0E-14
10	-58.08	-71.52	-17.76	-64.8
20	-109.92	-128.88	-33.12	-119.4
30	-156.72	-183.12	-53.52	-169.92
40	-203.04	-237.12	-75.36	-220.08
50	-245.04	-286.32	-97.44	-265.68
60	-289.68	-334.32	-123.36	-312
70.2	-332.88	-379.92	-147.6	-356.4
80.2	-384.72	-433.92	-177.84	-409.32
90	-434.64	-485.76	-208.32	-460.2
100	-488.4	-540.72	-240.72	-514.56
110	-540	-594.72	-273.84	-567.36
120	-588	-642.48	-306.72	-615.24
130	-664.56	-724.08	-356.88	-694.32
140	-710.64	-771.84	-392.64	-741.24
150	-765.12	-827.52	-433.68	-796.32
160	-835.92	-900	-485.76	-867.96
170	-922.08	-987.84	-547.92	-954.96
180	-1006.32	-1075.44	-612	-1040.88
190	-1102.08	-1171.44	-681.84	-1136.76
200	-1183.68	-1254.48	-745.44	-1219.08
210	-1276.32	-1346.64	-815.04	-1311.48
220	-1412.4	-1484.16	-918.24	-1448.28
230	-1534.32	-1604.64	-1011.12	-1569.48

Tabela F.5 - Deformações específicas no concreto PFN 40 - 2,0
(CONTINUAÇÃO)

PFN 40 - 2,0 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
240	-1645.92	-1710.48	-1093.68	-1678.2
250	-1861.2	-1917.36	-1248.96	-1889.28
260	-2046.24	-2090.4	-1382.16	-2068.32
270	-2348.88	-2379.6	-1604.88	-2364.24
275.4	-2555.28	-2576.16	-1756.32	-2565.72
280	-2736.96	-2750.4	-1891.92	-2743.68
286.4	-3026.88	-3028.8	-2104.08	-3027.84
290	-3361.44	-3348.48	-2336.16	-3354.96
294.4	Ruptura			

Tabela F.6 - Deformações específicas no concreto PFN 50 - 2,0

PFN 50 - 2,0				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	0.000	0.000	-0.240	-0.080
10	-67.68	-61.2	-59.76	-62.88
20	-139.44	-129.84	-134.4	-134.56
30	-199.2	-186.96	-197.04	-194.4
40	-270.48	-252.48	-268.56	-263.84
50	-351.36	-326.64	-347.28	-341.76
60	-441.12	-410.64	-439.44	-430.4
70	-541.2	-505.2	-542.16	-529.52
80	-668.64	-622.8	-664.08	-651.84
90	-795.6	-740.16	-788.4	-774.72
100	-917.28	-852.48	-908.16	-892.64
110	-1043.28	-967.92	-1032.48	-1014.56
120	-1183.2	-1094.88	-1167.12	-1148.4
130	-1324.32	-1224.24	-1303.44	-1284
140	-1480.8	-1369.68	-1457.04	-1435.84
150	-1674.72	-1547.52	-1638.48	-1620.24
160	-1860.96	-1718.64	-1803.84	-1794.48
170	-2050.32	-1897.2	-1981.68	-1976.4
180	-2324.16	-2149.92	-2218.8	-2230.96
190	-2578.08	-2390.4	-2442	-2470.16
200	-2849.52	-2643.84	-2654.64	-2716
210	-3261.6	-3023.76	-2918.16	-3067.84
215	-3449.28	-3198.72	-3048.24	-3232.08
220	-3626.16	-3374.4	-3190.8	-3397.12
225	-4006.08	-3755.04	-3353.52	-3704.88
230	-4316.64	-4080.24	-3556.32	-3984.4
232	Ruptura			

Tabela F.7 - Deformações específicas no concreto PFN 60 - 2,0

PFN 60 - 2,0				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	1.0E-13	2.4E-01	2.4E-01	1.6E-01
10	-66	-60.96	-40.8	-55.92
20	-125.52	-116.64	-75.12	-105.76
30	-183.12	-169.2	-105.84	-152.72
40	-252.96	-233.28	-144.72	-210.32
50	-333.12	-302.64	-183.84	-273.2
60	-416.16	-367.44	-218.4	-334
70	-550.08	-464.64	-264.96	-426.56
80	-686.16	-564.96	-321.12	-524.08
90	-852.96	-688.56	-396.24	-645.92
100	-1016.88	-812.16	-474.48	-767.84
110	-1171.68	-935.52	-558.24	-888.48
120	-1365.12	-1101.12	-677.28	-1047.84
130	-1531.68	-1247.28	-789.84	-1189.6
140	-1781.04	-1464.48	-956.16	-1400.56
150.2	-1963.92	-1628.88	-1088.16	-1560.32
160	-2228.4	-1862.88	-1272	-1787.76
170.2	-2512.56	-2114.16	-1475.04	-2033.92
176	-2744.64	-2318.16	-1645.44	-2236.08
180	-3001.44	-2539.44	-1832.16	-2457.68
185	-3267.6	-2768.16	-2022.24	-2686
190	-3504.96	-2968.56	-2191.92	-2888.48
195	-4046.64	-3419.28	-2571.12	-3345.68
198.4	Ruptura			

F.2 - Série 2 (L = 2500 mm)

Tabela F.8 - Deformações específicas no concreto PFN 00 - 2,5

PFN 00 - 2,5				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	-6E-14	-2E-13	0.24	0.08
20	-20.64	-18.72	-32.64	-24
40	-36.72	-36.72	-69.36	-47.6
60	-53.28	-54.96	-103.92	-70.72
80	-71.76	-73.92	-137.76	-94.48
100.4	-94.08	-96.96	-175.92	-122.32
120	-116.4	-120.24	-212.88	-149.84
140	-139.92	-144.24	-248.4	-177.52
160	-165.12	-169.44	-282.24	-205.6
180	-189.84	-194.16	-313.92	-232.64
199.8	-216.72	-220.32	-345.84	-260.96
220	-242.64	-245.76	-373.92	-287.44
240	-268.8	-271.2	-401.52	-313.84
260	-296.4	-297.36	-429.12	-340.96
280.2	-323.04	-322.56	-454.56	-366.72
300	-348.24	-346.32	-478.56	-391.04
319.16	-372.96	-369.6	-501.84	-414.8
339.8	-402.72	-397.44	-527.52	-442.56
360	-428.88	-421.92	-550.8	-467.2
380	-456.24	-447.6	-574.32	-492.72
400	-482.88	-472.56	-596.64	-517.36
420	-513.84	-500.88	-620.4	-545.04
440	-541.92	-526.56	-642.96	-570.48
460	-568.32	-550.8	-664.56	-594.56
480	-596.64	-576.72	-686.64	-620
500	-623.76	-601.68	-708.24	-644.56
520	-657.84	-632.16	-731.52	-673.84
540	-683.52	-656.16	-752.4	-697.36
560	-710.16	-680.88	-774.48	-721.84
580	-739.2	-707.52	-797.04	-747.92
600	-768.24	-733.92	-819.12	-773.76
620	-802.08	-764.4	-843.36	-803.28
640	-828.72	-789.12	-864.48	-827.44
660	-858.96	-816.96	-888.24	-854.72
680.4	-887.04	-843.36	-911.28	-880.56
700	-916.08	-870.24	-934.56	-906.96
720	-963.84	-911.28	-961.44	-945.52
740	-988.32	-934.32	-981.12	-967.92
760	-1020.96	-964.08	-1004.4	-996.48
779.8	-1043.76	-986.16	-1024.56	-1018.16
800	-1068.96	-1010.16	-1045.92	-1041.68

Tabela F.8 - Deformações específicas no concreto PFN 00 - 2,5 (CONTINUAÇÃO)

PFN 00 - 2,5 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
819.4	-1094.88	-1034.88	-1067.52	-1065.76
840	-1129.92	-1066.08	-1092.48	-1096.16
860	-1157.76	-1092.24	-1114.32	-1121.44
880	-1182.24	-1115.76	-1135.44	-1144.48
900	-1206.24	-1139.28	-1155.84	-1167.12
920.6	-1239.84	-1170	-1179.6	-1196.48
940	-1263.36	-1192.08	-1196.88	-1217.44
960	-1283.04	-1210.8	-1212.48	-1235.44
980	-1302	-1228.56	-1225.92	-1252.16
1000	-1316.4	-1239.12	-1228.32	-1261.28
1020	-1321.44	-1243.44	-1230	-1264.96
1040	-1307.52	-1227.84	-1211.52	-1248.96
1059.6	-1225.68	-1140	-1117.92	-1161.2
1078	Ruptura			

Tabela F.9 - Deformações específicas no concreto PFN 15 - 2,5

PFN 15 - 2,5				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	1E-13	-2E-01	-5.7E-14	-0.08
10.2	-15.12	-17.52	-15.36	-16
20.8	-31.92	-37.68	-32.64	-34.08
30	-49.2	-57.84	-49.92	-52.32
40	-65.04	-76.56	-66.72	-69.44
50	-81.36	-96	-84.24	-87.2
60.4	-99.12	-116.16	-102	-105.76
70.2	-115.44	-135.12	-118.8	-123.12
80	-130.32	-151.68	-134.4	-138.8
90	-141.6	-164.64	-146.4	-150.88
100.2	-164.4	-189.84	-168.24	-174.16
110	-183.6	-211.92	-187.68	-194.4
120	-199.44	-229.68	-204.24	-211.12
130	-214.32	-247.2	-220.56	-227.36
140	-228.96	-264.48	-236.16	-243.2
150	-246.48	-284.4	-253.92	-261.6
160	-265.68	-306.24	-273.6	-281.84

Tabela F.9 - Deformações específicas no concreto PFN 15 - 2,5
(CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,5 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
170.2	-287.04	-329.52	-294.72	-303.76
180	-304.8	-349.2	-312.96	-322.32
190.4	-323.76	-370.32	-332.88	-342.32
200	-340.8	-389.52	-350.4	-360.24
210	-358.56	-408.96	-368.88	-378.8
220	-377.28	-429.84	-388.32	-398.48
230	-396.48	-450.96	-407.52	-418.32
240	-416.64	-473.28	-428.4	-439.44
250	-435.36	-493.44	-447.6	-458.8
260	-453.6	-513.12	-466.8	-477.84
270	-472.32	-533.28	-485.76	-497.12
280	-493.44	-556.56	-507.12	-519.04
290	-509.52	-574.08	-524.16	-535.92
300.2	-526.32	-592.32	-541.68	-553.44
310	-550.08	-618.48	-566.16	-578.24
320	-570	-640.08	-586.56	-598.88
330.2	-593.04	-664.8	-609.84	-622.56
340	-615.36	-688.56	-632.4	-645.44
350	-639.36	-714.72	-656.64	-670.24
360.2	-657.84	-734.16	-676.08	-689.36
370	-681.6	-760.08	-700.56	-714.08
380.2	-705.12	-785.04	-723.12	-737.76
390.2	-733.2	-814.32	-749.76	-765.76
400	-758.16	-840.96	-775.2	-791.44
410	-780	-863.76	-796.32	-813.36
420	-813.12	-899.04	-828.24	-846.8
430	-837.6	-924.72	-852	-871.44
440	-862.8	-951.36	-877.2	-897.12
450	-892.56	-983.28	-906	-927.28
460	-925.92	-1018.56	-938.4	-960.96
470	-958.32	-1052.88	-969.36	-993.52
480	-994.08	-1090.56	-1003.68	-1029.44
490	-1029.12	-1127.76	-1037.52	-1064.8
500	-1058.64	-1159.2	-1066.08	-1094.64
510.2	-1092.48	-1194.96	-1098.48	-1128.64
520	-1159.44	-1264.32	-1158.96	-1194.24
530	-1192.56	-1298.88	-1190.64	-1227.36
540	-1224	-1332	-1220.88	-1258.96
550	-1256.4	-1366.56	-1251.84	-1291.6
560	-1300.8	-1413.6	-1293.12	-1335.84
570	-1358.16	-1474.32	-1345.44	-1392.64
580	-1411.68	-1530.48	-1395.12	-1445.76
590	-1462.08	-1582.8	-1438.32	-1494.4
600	-1569.12	-1691.28	-1532.4	-1597.6
610	-1619.28	-1742.64	-1577.04	-1646.32

Tabela F.9 - Deformações específicas no concreto PFN 15 - 2,5
(CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,5 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
620	-1684.8	-1810.32	-1634.64	-1709.92
630.8	-1782.48	-1910.88	-1717.92	-1803.76
640	-1860.72	-1992.96	-1786.8	-1880.16
650.2	-1964.64	-2101.2	-1876.56	-1980.8
660	-2102.88	-2245.68	-1994.64	-2114.4
670.4	Ruptura			

Tabela F.10 - Deformações específicas no concreto PFN 24 - 2,5

PFN 24 - 2,5				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	-2.3E-14	7.8E-14	2.4E-01	2.8E-14
20	-54.96	-49.68	-69.6	-52.32
40	-104.88	-96.48	-137.28	-100.68
60	-158.64	-147.84	-206.88	-153.24
80	-215.76	-200.88	-273.36	-208.32
100	-276.24	-257.76	-341.04	-267
120	-335.52	-313.44	-401.52	-324.48
140	-396.96	-370.56	-460.8	-383.76
160	-461.76	-431.04	-519.84	-446.4
180	-532.32	-498	-580.56	-515.16
200	-604.08	-564.48	-638.88	-584.28
210	-643.2	-600.24	-669.12	-621.72
220	-687.36	-641.28	-702.48	-664.32
230	-729.36	-679.68	-733.92	-704.52
240	-768.96	-716.16	-763.68	-742.56
250.2	-816.48	-758.64	-796.32	-787.56
260	-865.44	-802.08	-829.44	-833.76
270	-916.08	-847.2	-863.76	-881.64
280	-968.88	-894.72	-899.76	-931.8
290	-1029.12	-948.96	-941.04	-989.04
300	-1103.04	-1017.36	-992.16	-1060.2
310	-1190.64	-1099.2	-1053.12	-1144.92
320	-1250.88	-1155.84	-1097.52	-1203.36
330	-1344.96	-1244.16	-1165.92	-1294.56
340	-1456.56	-1349.04	-1249.2	-1402.8
350	-1696.32	-1569.84	-1420.32	-1633.08
360.8	Ruptura			

Tabela F.11 - Deformações específicas no concreto PFN 30 - 2,5

PFN 30 - 2,5				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	1E-13	-2E-13	-2.4E-01	-0.08
20.2	-38.16	-55.2	-48.48	-47.28
40.6	-77.04	-108	-97.68	-94.24
60	-115.68	-155.52	-145.92	-139.04
60	-113.04	-152.88	-142.8	-136.24
80	-155.04	-204.24	-194.64	-184.64
100	-197.04	-255.6	-246.96	-233.2
120	-243.12	-310.8	-304.8	-286.24
140	-288.72	-364.32	-360.96	-338
160	-340.08	-425.28	-426.96	-397.44
180	-389.52	-481.92	-488.64	-453.36
200	-448.8	-552.24	-566.4	-522.48
220	-504.96	-616.32	-637.68	-586.32
240	-566.88	-686.64	-715.92	-656.48
260	-667.92	-800.16	-844.32	-770.8
280	-786.96	-931.2	-988.56	-902.24
300	-923.04	-1081.92	-1148.64	-1051.2
320	-1180.32	-1368	-1447.2	-1331.84
330	-1504.08	-1720.08	-1808.64	-1677.6
336.9	Ruptura			

Tabela F.12 - Deformações específicas no concreto PFN 40 - 2,5

PFN 40 - 2,5				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	9.6E-14	3.6E-15	2.4E-01	8.0E-02
20	-54.24	-62.16	-45.84	-54.08
40	-117.84	-132.48	-98.64	-116.32
60	-189.36	-213.12	-166.8	-189.76
80	-264	-288.96	-235.2	-262.72
100	-347.76	-365.52	-313.92	-342.4
110	-391.92	-385.68	-356.16	-377.92
120	-429.84	-416.16	-390	-412
129.8	-477.12	-451.2	-431.76	-453.36
140	-524.88	-490.8	-474	-496.56
150	-581.76	-535.2	-524.4	-547.12
160	-646.08	-590.64	-585.36	-607.36
170	-718.8	-639.6	-658.08	-672.16
180	-796.08	-711.36	-737.76	-748.4
190	-904.08	-791.76	-845.52	-847.12

Tabela F.12 - Deformações específicas no concreto PFN 40 - 2,5

(CONTINUAÇÃO)

PFN 40 - 2,5 (continuação)				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
200	-1013.52	-892.56	-960.96	-955.68
210	-1142.64	-996.48	-1092.96	-1077.36
220	-1292.16	-1146	-1258.32	-1232.16
230	-1548.96	-1399.44	-1540.08	-1496.16
240	-1958.64	-1834.32	-2005.44	-1932.8
246	Ruptura			

Tabela F.13 - Deformações específicas no concreto PFN 50 - 2,5

PFN 50 - 2,5				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
0	0.000	0.000	-0.240	-0.120
10.2	-43.44	-50.4	-44.64	-47.52
20	-73.68	-81.6	-71.52	-76.56
30.2	-101.76	-114.96	-100.8	-107.88
40	-130.08	-150.72	-134.4	-142.56
50	-153.36	-186.72	-175.2	-180.96
60	-181.68	-223.44	-208.56	-216
70	-206.88	-262.56	-251.28	-256.92
80	-235.2	-301.2	-289.92	-295.56
90	-266.88	-346.32	-335.04	-340.68
100	-302.88	-395.52	-382.8	-389.16
109.8	-356.16	-466.08	-448.32	-457.2
120.2	-428.88	-567.36	-541.44	-554.4
130.4	-503.04	-672.72	-636.48	-654.6
140.4	-644.16	-862.56	-833.28	-847.92
150.2	-771.6	-1046.64	-1013.52	-1030.08
160.2	-898.56	-1225.68	-1185.12	-1205.4
170	-993.12	-1417.68	-1367.04	-1392.36
180.2	-1096.8	-1659.84	-1599.84	-1629.84
189.8	-1274.64	-2074.32	-1997.52	-2035.92
200	-1582.56	-2775.84	-2682.48	-2729.16
201.2	Ruptura			

Tabela F.14 - Deformações específicas no concreto PFN 60 - 2,5

PFN 60 - 2,5				
Carga	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
kN	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m
0	2.4E+00	2.2E+00	3.1E+00	2.3E+00
10.2	-237.6	-192.96	-227.76	-215.28
20	-466.08	-388.08	-470.16	-427.08
30	-691.2	-589.68	-726.48	-640.44
40	-926.88	-826.08	-1042.32	-876.48
50	-1079.52	-977.28	-1226.16	-1028.4
60	-1219.68	-1112.64	-1350.72	-1166.16
70	-1403.04	-1295.28	-1507.92	-1349.16
80	-1583.76	-1462.32	-1419.12	-1523.04
90	-1698.72	-1574.16	-1443.12	-1636.44
100	-1860.24	-1732.08	-1563.12	-1796.16
110	-2036.4	-1916.4	-1718.4	-1976.4
120	-2230.8	-2113.2	-1831.44	-2172
130	-2445.12	-2325.84	-2010.96	-2385.48
140	-2651.52	-2520	-2148.24	-2585.76
150	-2928	-2712.48	-2318.4	-2820.24
155	-3113.76	-2867.52	-2453.52	-2990.64
160	-3188.88	-2896.32	-2619.84	-3042.6
164.8	Ruptura			

G RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS.

G.1 - Série 1 (L = 2000 mm)

Tabela G.1 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 00 - 2,0)

PFN 00 - 2,0							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	-0.0011	0.0000	-0.0011	-0.0011	0.0000	0.0031	0.0031
20	-0.2389	-0.2689	-0.1640	-0.2510	-0.0154	-0.0153	-0.0061
40	-0.4260	-0.5001	-0.3269	-0.3712	0.0892	0.1134	0.1813
60	-0.5571	-0.6800	-0.4887	-0.5009	0.1783	0.2176	0.3226
80	-0.6575	-0.8162	-0.6495	-0.6338	0.2398	0.2605	0.3871
100	-0.7400	-0.9408	-0.8039	-0.7571	0.2859	0.3125	0.4209

Tabela G.1 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 00 - 2,0) (CONTINUAÇÃO)

PFN 00 - 2,0 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
120	-0.8108	-1.0855	-0.9277	-0.8689	0.3198	0.3554	0.4639
140	-0.8806	-1.1771	-1.0970	-0.9849	0.3659	0.3922	0.5038
160	-0.9461	-1.3016	-1.2334	-1.0883	0.4058	0.4351	0.5376
180	-1.0011	-1.3889	-1.3741	-1.1790	0.4612	0.4811	0.6114
200	-1.0561	-1.4996	-1.5222	-1.2855	0.5012	0.5270	0.6513
220	-1.1163	-1.5847	-1.6502	-1.3793	0.5596	0.5730	0.7127
240	-1.1629	-1.6571	-1.7962	-1.4679	0.6057	0.6159	0.7527
260	-1.2104	-1.7710	-1.9126	-1.5501	0.6549	0.6711	0.8018
280	-1.2569	-1.8583	-2.0480	-1.6503	0.6949	0.7078	0.8541
300	-1.3013	-1.9339	-2.1548	-1.7252	0.7348	0.7507	0.8909
320	-1.3489	-2.0393	-2.2891	-1.8064	0.7779	0.7875	0.9186
340	-1.3997	-2.1287	-2.4171	-1.8939	0.8148	0.8120	0.9493
360	-1.4282	-2.2021	-2.5356	-1.9719	0.8701	0.8518	0.9800
380	-1.4672	-2.2969	-2.6636	-2.0468	0.8978	0.8764	0.9954
400	-1.5179	-2.4097	-2.7821	-2.1249	0.9193	0.8917	1.0230
420	-1.5727	-2.4927	-2.8773	-2.1923	0.9377	0.9039	1.0445
440	-1.6286	-2.6077	-2.9958	-2.2598	0.9500	0.9254	1.0691
460	-1.6855	-2.7130	-3.1047	-2.3189	0.9685	0.9346	1.0906
480	-1.7425	-2.8142	-3.2179	-2.3864	0.9808	0.9438	1.1060
500	-1.7973	-2.9153	-3.3406	-2.4486	0.9931	0.9530	1.1183
519.6	-1.8511	-3.0271	-3.4252	-2.5013	1.0146	0.9744	1.1459
540	-1.9165	-3.1292	-3.5543	-2.5720	1.0238	1.0081	1.1582
560	-1.9903	-3.2527	-3.6834	-2.6426	1.0361	1.0173	1.1767
580	-2.0515	-3.3474	-3.7764	-2.6943	1.0515	1.0265	1.1982
600	-2.1264	-3.4688	-3.9097	-2.7628	1.0699	1.0357	1.2135
620.4	-2.2139	-3.5912	-4.0261	-2.8251	1.0761	1.0449	1.2320
640	-2.2909	-3.7232	-4.1319	-2.8835	1.0822	1.0541	1.2473
660	-2.3700	-3.8307	-4.2451	-2.9431	1.0945	1.0725	1.2719
680	-2.4491	-3.9595	-4.3530	-2.9995	1.1099	1.1062	1.2995
700	-2.5546	-4.0713	-4.4672	-3.0580	1.1314	1.1368	1.3333
720	-2.6547	-4.2033	-4.6396	-3.1378	1.1560	1.1552	1.3641
740	-2.7201	-4.3076	-4.7423	-3.1995	1.1837	1.1828	1.3978
760	-2.8035	-4.4225	-4.8778	-3.2644	1.2360	1.2195	1.4439
779.8	-2.8804	-4.5322	-4.9625	-3.3208	1.2790	1.2686	1.4839
800	-2.9690	-4.6588	-5.1076	-3.3920	1.3098	1.3237	1.5207
820	-3.0481	-4.7961	-5.2431	-3.4772	1.3436	1.3482	1.5607
840	-3.1283	-4.8824	-5.3617	-3.5367	1.3805	1.3728	1.5975
860	-3.2010	-5.0442	-5.4824	-3.6080	1.3989	1.4157	1.6375
880.4	-3.2759	-5.1602	-5.5967	-3.6729	1.4358	1.4432	1.6651
900	-3.3898	-5.3135	-5.7608	-3.7612	1.4666	1.4739	1.7051

Tabela G.1 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 00 - 2,0) (CONTINUAÇÃO)

PFN 00 - 2,0 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■
920	-3.4594	-5.4252	-5.8752	-3.8346	1.4942	1.5045	1.7419
940.4	-3.5417	-5.5422	-5.9959	-3.9006	1.5127	1.5321	1.7819
960	-3.6377	-5.6974	-6.1388	-3.9836	1.5373	1.5566	1.8157
980	-3.7284	-5.8261	-6.3008	-4.0602	1.5680	1.5873	1.8525
998.8	-3.8264	-5.9750	-6.4353	-4.1336	1.5926	1.6056	1.8986
1020	-3.9129	-6.1164	-6.5846	-4.2081	1.6172	1.6455	1.9386
1040	-4.0142	-6.2663	-6.7402	-4.2815	1.6572	1.6822	1.9908
1060	-4.1407	-6.4237	-6.9234	-4.3687	1.6849	1.7190	2.0492
1060	-4.1407	-6.4237	-6.9234	-4.3687	1.6849	1.7190	2.0492
1080	-4.2272	-6.5683	-7.0960	-4.4315	1.7187	1.7650	2.1597
1100	-4.2958	-6.7002	-7.3459	-4.4751	1.7709	1.8446	2.2426
1120	-4.3664	-6.8140	-7.4560	-4.5230	1.8140	1.8937	2.3071
1140	-4.4392	-6.9086	-7.5640	-4.5666	1.8478	1.9335	2.3594
1160	-4.5183	-7.0256	-7.6741	-4.6135	1.9001	1.9887	2.4331
1180	-4.6322	-7.1404	-7.8319	-4.6709	1.9769	2.0898	2.5437
1200	-4.7282	-7.2234	-7.9473	-4.7050	2.0446	2.1664	2.6543
1220	-4.8747	-7.3308	-8.1357	-4.7422	2.1891	2.3472	2.8632
1238	-5.0994	-7.3957	-8.4057	-4.7922	2.4596	2.6781	3.2902
1255	Carga de Ruptura						

Tabela G.2 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 15 - 2,0)

PFN 15 - 2,0							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■	■ ■ ■
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	-0.3385	-0.2233	-0.3831	-0.3217	0.1507	0.1563	0.1321
30	-0.4574	-0.2595	-0.5562	-0.3945	0.2367	0.2482	0.2304
40	-0.5837	-0.3382	-0.6892	-0.4314	0.3720	0.4014	0.3810
50	-0.6991	-0.3945	-0.8232	-0.4588	0.5165	0.5485	0.5284
60	-0.8048	-0.4285	-0.9625	-0.4778	0.6426	0.6894	0.6851
70	-0.9020	-0.4711	-1.1113	-0.5021	0.7717	0.8396	0.8203
80	-0.9951	-0.5019	-1.2221	-0.5189	0.8947	0.9744	0.9524
90	-1.0870	-0.5434	-1.3667	-0.5369	1.0238	1.1154	1.0845
100	-1.1864	-0.5487	-1.4997	-0.5506	1.1530	1.2471	1.2197
110	-1.2710	-0.5795	-1.5883	-0.5611	1.2698	1.3697	1.3425
120	-1.3555	-0.5795	-1.7108	-0.5748	1.3928	1.4984	1.4654
130	-1.4327	-0.5923	-1.8268	-0.5822	1.5127	1.6240	1.5975
140	-1.5120	-0.6168	-1.9514	-0.5949	1.6418	1.7619	1.7204
150	-1.5987	-0.6316	-2.0643	-0.6012	1.7709	1.9090	1.8618

Tabela G.2 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 15 - 2,0) (CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,0 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
160	-1.6600	-0.6444	-2.1688	-0.6075	1.8847	2.0193	1.9754
170	-1.7382	-0.6763	-2.2690	-0.6160	1.9985	2.1603	2.0983
180	-1.8080	-0.6614	-2.3788	-0.6223	2.1153	2.2920	2.2212
190	-1.8989	-0.6859	-2.5128	-0.6307	2.2629	2.4391	2.3687
200	-1.9697	-0.7018	-2.5857	-0.6350	2.3736	2.5463	2.4793
210	-2.0480	-0.7103	-2.7124	-0.6360	2.4965	2.6873	2.6175
220	-2.1188	-0.7135	-2.8248	-0.6381	2.6226	2.8221	2.7465
230	-2.1896	-0.7348	-2.9234	-0.6392	2.7579	2.9569	2.8694
240	-2.2594	-0.7380	-3.0050	-0.6402	2.8655	3.0918	2.9923
250	-2.3249	-0.7465	-3.1237	-0.6392	2.9854	3.2205	3.1214
260	-2.3968	-0.7614	-3.2233	-0.6381	3.1145	3.3614	3.2504
270	-2.4846	-0.7646	-3.3653	-0.6350	3.2744	3.5300	3.4101
280	-2.5871	-0.7656	-3.4766	-0.6339	3.3789	3.6464	3.5300
290	-2.6632	-0.7656	-3.5868	-0.6318	3.5111	3.7935	3.6805
300	-2.7425	-0.7837	-3.7034	-0.6307	3.6464	3.9344	3.8065
310	-2.8080	-0.7912	-3.8083	-0.6276	3.7571	4.0601	3.9201
320	-2.9116	-0.8071	-3.9090	-0.6244	3.8739	4.1918	4.0369
330	-3.0216	-0.7933	-4.0691	-0.6149	4.0676	4.3849	4.2273
340	-3.0829	-0.7933	-4.1591	-0.6149	4.1599	4.4921	4.3195
350	-3.1897	-0.8018	-4.3012	-0.6117	4.2890	4.6208	4.4363
360	-3.2542	-0.8241	-4.3881	-0.6107	4.4089	4.7495	4.5591
370	-3.3408	-0.8316	-4.5205	-0.6033	4.5596	4.8996	4.7035
380	-3.4254	-0.8262	-4.6117	-0.6001	4.6826	5.0345	4.8356
390	-3.4994	-0.8273	-4.7421	-0.5896	4.8178	5.1601	4.9585
400	-3.5618	-0.8241	-4.8332	-0.5885	4.9193	5.2857	5.0630
410	-3.7045	-0.8028	-5.0409	-0.5706	5.1222	5.4941	5.2535
420	-3.8007	-0.8007	-5.1798	-0.5580	5.2852	5.6718	5.4132
430	-3.8884	-0.7986	-5.3122	-0.5464	5.4235	5.8220	5.5545
440	-4.0132	-0.8018	-5.4416	-0.5295	5.5711	5.9691	5.6928
450	-4.1136	-0.7954	-5.5793	-0.5042	5.7463	6.1437	5.8525
460	-4.2172	-0.7890	-5.7139	-0.4746	5.8970	6.3061	6.0031
470	-4.3599	-0.7826	-5.8793	-0.4483	6.0784	6.4869	6.1782
480	-4.4921	-0.7795	-6.0329	-0.4040	6.2813	6.6922	6.3779
490	-4.6242	-0.7348	-6.2152	-0.3576	6.5058	6.9343	6.5929
500	-4.7405	-0.7295	-6.3244	-0.3333	6.6287	7.0814	6.7312
510	-4.9033	-0.7167	-6.5279	-0.2658	6.8901	7.3510	6.9892
520	-5.0058	-0.6954	-6.6805	-0.2342	7.0561	7.5349	7.1490
530	-5.1813	-0.6635	-6.8734	-0.1719	7.2959	7.8045	7.3856
540	-5.3790	-0.6072	-7.1384	-0.0781	7.6188	8.1569	7.7143
550	-5.5333	-0.5934	-7.2952	-0.0232	7.8370	8.3836	7.9171

Tabela G.2 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 15 - 2,0) (CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,0 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
560	-5.6707	-0.5434	-7.4669	0.0295	8.0584	8.6257	8.1475
570	-5.9501	-0.4349	-7.7942	0.1614	8.5073	9.0915	8.5929
580	-6.0714	-0.3998	-7.9349	0.2162	8.7225	9.3152	8.8080
590	-6.3414	-0.2999	-8.2194	0.3344	9.1161	9.7258	9.1889
600	-6.6198	-0.1914	-8.5050	0.4641	9.5281	10.1701	9.6068
605	-6.7569	-0.1138	-8.6796	0.5485	9.7894	10.4366	9.8648
610	-6.8466	-0.0702	-8.7896	0.5959	9.9554	10.6082	10.0246
615	-7.0469	0.0415	-8.9726	0.7088	10.2875	10.9668	10.3564
620	-7.1398	0.0532	-9.1122	0.7562	10.4504	11.1506	10.5069
625	-7.3454	0.1840	-9.3058	0.8670	10.7794	11.4877	10.8326
630	-7.5078	0.2914	-9.4994	0.9756	11.0961	11.8339	11.1490
635	-7.7272	0.3966	-9.7015	1.0969	11.4466	12.2200	11.4839
640	-8.0436	0.6497	-10.0918	1.3290	12.1045	12.9186	12.1229
645	-8.2693	0.7890	-10.3235	1.4619	12.5012	13.3323	12.4916
650	-8.3927	0.8613	-10.4440	1.5494	12.7440	13.5989	12.7373
655	-9.1478	1.3920	-11.1824	2.0473	14.1430	15.0850	14.0737
662	Carga de Ruptura						

Tabela G.3 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 24 - 2,0)

PFN 24 - 2,0							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0000	0.0011	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	-0.6694	-0.4267	-0.8018	-0.5820	0.0123	0.0123	-0.0768
40.4	-1.0864	-0.6379	-1.2292	-0.7692	0.2214	0.2390	0.1444
60	-1.3049	-0.7098	-1.4704	-0.8246	0.4796	0.5209	0.4332
80	-1.5542	-0.7393	-1.7814	-0.8405	0.7902	0.8610	0.7619
100	-1.7611	-0.7752	-2.0532	-0.8352	1.0792	1.1828	1.0722
120	-1.9574	-0.7974	-2.2987	-0.8395	1.3713	1.4953	1.3856
140	-2.2077	-0.8249	-2.5843	-0.8373	1.6849	1.8263	1.7174
160	-2.3923	-0.8281	-2.8382	-0.8363	1.9954	2.1603	2.0246
180	-2.6215	-0.8302	-3.0931	-0.8299	2.2782	2.4728	2.3287
200	-2.7849	-0.8386	-3.3290	-0.8171	2.5580	2.7731	2.6114
220	-3.0055	-0.8376	-3.5966	-0.7916	2.8563	3.0642	2.9002
240	-3.1763	-0.8418	-3.8441	-0.7607	3.1514	3.4013	3.1982
260	-3.4161	-0.8175	-4.1287	-0.7065	3.5111	3.7843	3.5699
280	-3.5784	-0.7774	-4.4101	-0.6447	3.9201	4.2071	3.9662
300	-3.7948	-0.7150	-4.6375	-0.5554	4.3474	4.6668	4.3994

Tabela G.3 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 24 - 2,0) (CONTINUAÇÃO)

PFN 24 - 2,0 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
320	-4.0951	-0.6189	-4.9794	-0.3958	4.8640	5.2245	4.9278
340	-4.3190	-0.5281	-5.2716	-0.2809	5.3128	5.7025	5.3763
360	-4.6936	-0.3602	-5.6559	-0.1234	5.9277	6.3797	6.0154
380	-5.1874	-0.0380	-6.2594	0.1287	6.8255	7.3265	6.9094
400	-5.7025	0.2778	-6.8365	0.4032	7.7141	8.2825	7.7942
420.2	-6.7285	1.0330	-7.9525	1.0363	9.5865	10.3141	9.6805
440	-8.5048	2.4366	-9.5767	2.2300	12.9377	13.9758	13.0661
456	Carga de Ruptura						

Tabela G.4 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 30 - 2,0)

PFN 30 - 2,0							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0E+00	-3.2E-03	0.0E+00	0.0E+00	3.1E-03	0.0E+00	0.0E+00
20	-0.3816	-0.1054	0.0000	-0.0253	0.0031	0.3279	0.0000
40	-0.6881	-0.1533	-0.0084	-0.0380	0.0031	0.7936	0.0000
60	-1.1268	-0.2736	-0.0106	-0.0686	0.0031	1.3666	0.0031
80	-1.5285	-0.3651	-0.0095	-0.0960	0.0031	1.8906	0.0031
100	-1.8868	-0.4034	-2.2087	-0.1097	0.0031	2.4085	0.0061
120	-2.3138	-0.4439	-2.7004	-0.1097	0.0061	3.0305	0.0061
140	-2.6531	-0.4396	-3.1117	-0.1065	0.0061	3.5545	0.2396
160	-3.0907	-0.4205	-3.5928	-0.0960	0.0061	4.2378	0.8909
180	-3.4850	-0.3576	-4.1005	-0.0907	0.0061	4.8996	1.5300
200	-3.9207	-0.2661	-4.6336	-0.0728	0.0092	5.6626	2.2212
210	-4.1666	-0.1682	-4.9537	-0.0601	0.5012	6.1069	2.6359
220	-4.3531	-0.1011	-5.1943	-0.0485	0.8209	6.4532	2.9647
230	-4.7347	0.0979	-5.6561	-0.0485	1.4604	7.1825	3.6037
240	-4.9381	0.1959	-5.9353	0.0570	1.8232	7.5747	3.9908
250	-5.4331	0.4034	-6.4251	0.2226	2.5365	8.4020	4.7189
260	-5.7224	0.5929	-6.7446	0.3945	3.0869	8.9995	5.2995
270	-6.2619	0.9122	-7.3729	0.6824	4.0769	10.1057	6.3041
280	-6.7292	1.2060	-7.8489	0.9588	4.8486	10.9453	7.0968
290	-7.7414	1.9692	-8.9713	1.6022	6.7825	13.0657	9.0630
300	-8.3730	2.4195	-9.6356	2.0030	7.9047	14.3129	10.2120
310	-10.4695	4.1315	-11.8339	3.4458	11.9201	18.7590	14.2335
317	Carga de Ruptura						

Tabela G.5 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 40 - 2,0)

PFN 40 - 2,0							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	1.1E-03	-5.3E-03	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
10	-0.3742	-0.0053	-0.3630	0.0053	0.3321	0.3156	0.2888
20	-0.7822	-0.0613	-0.7757	-0.0053	0.7010	0.5730	0.6544
30	-1.0507	-0.0412	-1.0870	-0.0042	1.0177	0.9101	0.9770
40	-1.3350	-0.0317	-1.3635	0.0306	1.4081	1.3207	1.3948
50	-1.6236	-0.0063	-1.6316	0.0844	1.7955	1.7527	1.8525
60	-1.8741	-0.0422	-1.8606	0.1297	2.1553	2.1388	2.2581
70.2	-2.1358	-0.0602	-2.0970	0.2067	2.5550	2.5709	2.6974
80.2	-2.3732	-0.0496	-2.3155	0.2795	2.9147	2.9661	3.0783
90	-2.5873	0.0095	-2.5413	0.3449	3.2775	3.3216	3.4163
100	-2.8077	0.0454	-2.8052	0.4303	3.6280	3.6924	3.7450
110	-3.0366	0.1384	-3.0711	0.5210	3.9969	4.0754	4.1229
120	-3.2189	0.2081	-3.2681	0.5959	4.2982	4.3910	4.4301
130	-3.6100	0.4003	-3.7101	0.7668	4.9316	5.0498	5.0445
140	-3.8336	0.4943	-3.9517	0.8617	5.3098	5.4236	5.4163
150	-4.0615	0.5978	-4.1965	0.9609	5.6849	5.7975	5.7911
160	-4.3922	0.7710	-4.5230	1.1138	6.2690	6.3919	6.3502
170	-4.7970	1.0076	-4.9670	1.3269	6.9547	7.1089	7.0384
180	-5.3502	1.2227	-5.3751	1.5252	7.6495	7.8382	7.7051
190	-5.7752	1.4907	-5.8329	1.7583	8.4427	8.6257	8.4639
200	-6.1176	1.6948	-6.1975	1.9471	9.0761	9.3060	9.0722
210	-6.5362	1.9607	-6.6289	2.1780	9.8294	10.0751	9.8095
220	-7.2644	2.3860	-7.3029	2.5725	11.0346	11.3406	10.9923
230	-7.8147	2.8124	-7.9049	2.9005	12.0707	12.4376	12.0276
240	-8.3109	3.1166	-8.3919	3.1716	12.9439	13.3507	12.8786
250	-9.3118	3.8173	-9.3619	3.7443	14.7425	15.2321	14.6237
260	-10.1486	4.4160	-10.2093	4.2285	16.2490	16.8102	16.1014
270	-11.5419	5.4156	-11.6003	5.0533	18.8255	19.4730	18.6114
275.4	-12.5230	6.1025	-12.5280	5.6059	20.5319	21.2747	20.2765
280	-13.3671	6.6965	-13.3597	6.0975	22.0630	22.8650	21.7819
286.4	-14.7189	7.6204	-14.7023	6.8686	24.4981	25.4328	24.1475
290	-16.1506	8.6625	-16.1634	7.7169	27.1330	28.2059	26.7281
294.4	Carga de Ruptura						

Tabela G.6 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 50 - 2,0)

PFN 50 - 2,0							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0E+00	-2.3E-02	1.1E-03	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
10	-0.2685	-0.0447	-0.2913	-0.0548	0.2152	0.2268	0.2089
20	-0.6416	-0.1074	-0.6712	-0.0812	0.6088	0.6588	0.6237
30	-1.2135	-0.4466	-1.1936	-0.3301	1.0085	1.0909	1.0845
40	-1.6299	-0.5668	-1.6021	-0.4388	1.4543	1.5382	1.5300
50	-2.0200	-0.5689	-1.9989	-0.4662	1.9462	2.0591	2.0307
60	-2.3677	-0.4987	-2.4048	-0.4493	2.4381	2.5739	2.5192
70	-2.7250	-0.4105	-2.8171	-0.3765	3.0100	3.1745	3.1091
80	-3.1690	-0.1957	-3.3173	-0.1983	3.7448	3.9406	3.8402
90	-3.6452	0.0946	-3.7985	0.0137	4.5227	4.7771	4.6390
100	-4.0872	0.3594	-4.2563	0.2236	5.2852	5.6044	5.4163
110	-4.5683	0.6465	-4.7598	0.4694	6.1307	6.5053	6.2458
120	-5.1226	1.0506	-5.3289	0.7605	7.1115	7.5686	7.2350
130	-5.8295	1.4387	-5.9129	1.0516	8.0861	8.6073	8.2243
140	-6.4251	1.9017	-6.6007	1.3923	9.2145	9.8299	9.3518
150	-7.2688	2.5106	-7.4027	1.8120	10.5734	11.3069	10.7435
160	-7.9704	3.0503	-8.1644	2.7634	11.8862	12.6950	12.0768
170	-8.8497	3.6889	-9.0096	3.2729	13.3282	14.2700	13.5545
180	-9.8942	4.5554	-10.1563	3.9669	15.2898	16.3965	15.5392
190	-10.9822	5.3409	-11.2268	4.5955	17.1191	18.4036	17.4286
200	-12.0371	6.1627	-12.3556	5.2505	19.0715	20.5240	19.4132
210	-13.7034	7.4062	-14.0867	6.2240	21.9892	23.7291	22.4147
215	-14.4364	7.9386	-14.8459	6.6354	23.2744	25.1049	23.7327
220	-15.1456	8.4753	-15.5913	7.0541	24.5596	26.5237	25.0599
225	-16.6001	9.2163	-17.1234	7.8947	27.1360	29.3427	27.7174
230	-17.7432	10.0960	-18.3534	8.5687	29.2360	31.6960	29.8955
232	Carga de Ruptura						

Tabela G.7 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 60 - 2,0)

PFN 60 - 2,0							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
10	-0.4122	-0.0393	-0.4960	-0.1318	0.1476	0.1501	0.1567
20	-0.8659	-0.2010	-1.0005	-0.2922	0.3536	0.3677	0.3963
30	-1.2760	-0.2658	-1.4141	-0.3449	0.7194	0.7722	0.8264
40	-1.6944	-0.2733	-1.8900	-0.3407	1.1837	1.2778	1.3641
50	-2.1388	-0.1382	-2.4729	-0.2320	1.8478	1.9948	2.0522

Tabela G.7 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 60 - 2,0) (CONTINUAÇÃO)

PFN 60 - 2,0 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
60	-2.5686	0.0606	-2.9551	-0.0791	2.4873	2.6781	2.7373
70	-3.0794	0.3137	-3.4713	0.1730	3.3420	3.5729	3.6160
80	-3.7138	0.6827	-4.1040	0.5432	4.3966	4.6852	4.6974
90	-4.5257	1.2176	-4.8936	1.0452	5.7863	6.1498	6.0707
100	-5.3864	1.8088	-5.7351	1.5515	7.2467	7.6881	7.5207
110	-6.1962	2.3309	-6.5156	1.9935	8.6088	9.0823	8.8541
120	-7.1534	3.0051	-7.4539	2.5114	10.1952	10.8013	10.4762
130	-7.9716	3.5889	-8.2673	2.9407	11.6249	12.3089	11.9232
140	-9.2257	4.4822	-9.5516	3.6212	13.8201	14.6499	14.1505
150.2	-10.5652	5.1422	-10.4835	4.1118	15.4343	16.3720	15.7819
160	-11.5673	6.1033	-11.8328	4.8229	17.7463	18.8417	18.1567
170.2	-13.5684	7.0539	-13.3024	5.5614	20.1875	21.4494	20.6329
176	-14.5694	7.8788	-14.4534	6.1512	22.1184	23.5208	22.6022
180	-15.5684	8.6814	-15.6011	6.7420	24.0676	25.6320	24.5837
185	-16.6930	9.4941	-16.8596	7.3412	26.1245	27.8014	26.6513
190	-17.7141	10.0647	-17.9742	7.8765	27.9293	29.7564	28.4731
195	-20.7671	11.3890	-20.1791	8.9393	31.5757	33.7337	32.1997
198.4	Carga de Ruptura						

G.2 - Série 2 (L = 2500 mm)

Tabela G.8 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 00 - 2,5)

PFN 00 - 2,5							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0000	0.0011	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	-0.0486	-0.1299	-0.1683	-0.1148	-0.0123	-0.0184	-0.0432
40	-0.1311	-0.3576	-0.2393	-0.1822	-0.1015	-0.1593	-0.2374
60	-0.2019	-0.5205	-0.3293	-0.2475	-0.1783	-0.2727	-0.4008
80	-0.2347	-0.6504	-0.4140	-0.3371	-0.1752	-0.2666	-0.3977
100.4	-0.2854	-0.7813	-0.5199	-0.4308	-0.1845	-0.2727	-0.4101
120	-0.3362	-0.8228	-0.6152	-0.5193	-0.1998	-0.2911	-0.4285
140	-0.3911	-0.9197	-0.7443	-0.6151	-0.2121	-0.2942	-0.4347
160	-0.4387	-1.0570	-0.8714	-0.7152	-0.2275	-0.3034	-0.4409
180	-0.4799	-1.2358	-1.0006	-0.8153	-0.2460	-0.3125	-0.4501
199.8	-0.5317	-1.4051	-1.1403	-0.9216	-0.2675	-0.3524	-0.4717

Tabela G.8 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 00 - 2,5) (CONTINUAÇÃO)

PFN 00 - 2,5 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
220	-0.5751	-1.4764	-1.2726	-1.0217	-0.2767	-0.3646	-0.4779
240	-0.6248	-1.5871	-1.4068	-1.1165	-0.2921	-0.3830	-0.4871
260	-0.6745	-1.7680	-1.5431	-1.2166	-0.3105	-0.3953	-0.4902
280.2	-0.7220	-1.9085	-1.6688	-1.3177	-0.3198	-0.4014	-0.4902
300	-0.7717	-2.0118	-1.8072	-1.4177	-0.3259	-0.4014	-0.4871
319.2	-0.8045	-2.1182	-1.9245	-1.5167	-0.3351	-0.4075	-0.4810
339.8	-0.8690	-2.2864	-2.0999	-1.6632	-0.3321	-0.3983	-0.4717
360	-0.9144	-2.3950	-2.2108	-1.7580	-0.3321	-0.3922	-0.4594
380	-0.9916	-2.5536	-2.3503	-1.8664	-0.3198	-0.3800	-0.4409
400	-1.0561	-2.6717	-2.4844	-1.9581	-0.3105	-0.3646	-0.4255
420	-1.1333	-2.8495	-2.6080	-2.0792	-0.2982	-0.3463	-0.4008
440	-1.2062	-2.9921	-2.7316	-2.1708	-0.2859	-0.3187	-0.3700
460	-1.2654	-3.1454	-2.8352	-2.2562	-0.2675	-0.3034	-0.3391
480	-1.3436	-3.2838	-2.9926	-2.3520	-0.2521	-0.2850	-0.3052
500	-1.4155	-3.4296	-3.1035	-2.4415	-0.2306	-0.2605	-0.2775
520	-1.5128	-3.6318	-3.2504	-2.5595	-0.1722	-0.2053	-0.2251
540	-1.5804	-3.7660	-3.3571	-2.6280	-0.1291	-0.2084	-0.2097
560	-1.6470	-3.9235	-3.4648	-2.7028	-0.0984	-0.1716	-0.1757
580	-1.7231	-4.0821	-3.5705	-2.7912	-0.0461	-0.1103	-0.1172
600	-1.7929	-4.2588	-3.6793	-2.8787	-0.0215	-0.0613	-0.0832
620	-1.8796	-4.4632	-3.8315	-2.9882	0.0400	0.0031	-0.0216
640	-1.9409	-4.6207	-3.9213	-3.0609	0.0769	0.0490	0.0247
660	-2.0117	-4.7942	-4.0449	-3.1557	0.1322	0.1072	0.0678
680.4	-2.0678	-4.9719	-4.1505	-3.2401	0.1660	0.1624	0.1048
700	-2.1185	-5.1186	-4.2329	-3.3298	0.2060	0.2145	0.1696
720	-2.2348	-5.4206	-4.3544	-3.5524	0.2829	0.3585	0.3114
740	-2.2760	-5.5855	-4.4484	-3.6400	0.3013	0.3371	0.3515
760	-2.3310	-5.7875	-4.5816	-3.7550	0.3597	0.4137	0.4255
779.8	-2.3680	-5.9417	-4.6471	-3.8351	0.3782	0.4627	0.4655
800	-2.4071	-6.0906	-4.7400	-3.9269	0.4212	0.5270	0.5395
819.4	-2.4409	-6.2511	-4.8267	-4.0282	0.4858	0.6036	0.6074
840	-2.4758	-6.4819	-4.8922	-4.1633	0.5596	0.7385	0.7399
860	-2.5054	-6.6648	-4.9735	-4.2709	0.6580	0.8580	0.8663
880	-2.5350	-6.8520	-5.0527	-4.3616	0.7348	0.9560	0.9588
900	-2.5583	-7.0465	-5.1299	-4.4745	0.8301	1.0909	1.0852
920.6	-2.5657	-7.3177	-5.2218	-4.6412	1.0115	1.3329	1.3257
940	-2.5773	-7.5814	-5.2926	-4.7942	1.1960	1.5045	1.5662
960	-2.5794	-7.7739	-5.3591	-4.9429	1.3344	1.6945	1.7419
980	-2.5667	-8.0599	-5.4024	-5.1212	1.5465	1.9764	2.0102
1000	-2.5086	-8.4417	-5.4510	-5.3987	1.9523	2.4697	2.4911
1020	-2.4705	-8.6927	-5.4722	-5.5907	2.1952	2.7823	2.7871
1040	-2.3532	-9.0340	-5.4796	-5.9188	2.6841	3.3798	3.3359
1059.6	-1.9335	-9.7784	-5.2905	-6.6193	3.9723	4.8690	4.6692
1078	Carga de Ruptura						

Tabela G.9 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 15 - 2,5)

PFN 15 - 2,5							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0000	-0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10.2	-0.0666	-0.0319	-0.0992	-0.0337	0.0461	0.0582	0.0676
20.8	-0.1554	-0.0457	-0.1509	-0.0727	0.1291	0.1532	0.1567
30	-0.2484	-0.0968	-0.2459	-0.1011	0.2398	0.2972	0.3103
40	-0.3404	-0.1000	-0.3609	-0.1148	0.3689	0.4566	0.4670
50	-0.4344	-0.1010	-0.5129	-0.1296	0.4827	0.6128	0.6267
60.4	-0.5169	-0.1021	-0.5657	-0.1475	0.5872	0.7446	0.7527
70.2	-0.5909	-0.1021	-0.6691	-0.1622	0.6979	0.8580	0.8633
80	-0.6585	-0.1021	-0.7746	-0.1748	0.7809	0.9652	0.9800
90	-0.7304	-0.1000	-0.8770	-0.1854	0.8885	1.0847	1.0968
100.2	-0.8086	-0.1031	-0.9804	-0.1938	0.9900	1.2349	1.2227
110	-0.8858	-0.1031	-1.0870	-0.2054	1.1068	1.3666	1.3548
120	-0.9397	-0.1202	-1.1463	-0.2107	1.1929	1.4708	1.4531
130	-1.0105	-0.1446	-1.2576	-0.2180	1.3036	1.5934	1.5791
140	-1.0729	-0.1595	-1.3561	-0.2117	1.3958	1.7037	1.6959
150	-1.1374	-0.1765	-1.4123	-0.2117	1.4912	1.8355	1.8249
160	-1.2040	-0.1840	-1.5236	-0.2117	1.6080	1.9519	1.9293
170.2	-1.2705	-0.2010	-1.6200	-0.2107	1.7310	2.0959	2.0676
180	-1.3276	-0.2116	-1.7144	-0.2096	1.8386	2.2246	2.1905
190.4	-1.3910	-0.2233	-1.8045	-0.2096	1.9400	2.3441	2.3226
200	-1.4439	-0.2254	-1.8977	-0.2107	2.0477	2.4575	2.4363
210	-1.4999	-0.2265	-1.9815	-0.2107	2.1460	2.5678	2.5499
220	-1.5602	-0.2297	-2.0747	-0.2191	2.2537	2.6965	2.6636
230	-1.6236	-0.2318	-2.1892	-0.2180	2.3582	2.8252	2.7865
240	-1.6870	-0.2318	-2.2941	-0.2159	2.4812	2.9815	2.9339
250	-1.7462	-0.2339	-2.3853	-0.2138	2.5888	3.0887	3.0476
260	-1.8033	-0.2339	-2.4828	-0.2096	2.6872	3.1990	3.1613
270	-1.8604	-0.2393	-2.5591	-0.2086	2.7917	3.3247	3.2811
280	-1.9270	-0.2393	-2.6439	-0.2012	2.9147	3.4625	3.4009
290	-1.9946	-0.2382	-2.7689	-0.2001	3.0315	3.5912	3.5361
300.2	-2.0475	-0.2361	-2.8548	-0.2001	3.1330	3.7107	3.6406
310	-2.1172	-0.2371	-2.9692	-0.1949	3.2560	3.8548	3.7788
320	-2.1828	-0.2350	-3.0540	-0.1906	3.3789	3.9865	3.9017
330.2	-2.2388	-0.2350	-3.1632	-0.1885	3.4927	4.1305	4.0399
340	-2.3107	-0.2308	-3.2692	-0.1854	3.6157	4.2623	4.1751
350	-2.3899	-0.2286	-3.3995	-0.1791	3.7571	4.4339	4.3226
360.2	-2.4608	-0.2393	-3.5108	-0.1780	3.8739	4.5810	4.4516
370	-2.5369	-0.2393	-3.6369	-0.1654	4.0246	4.7403	4.6052
380.2	-2.6204	-0.2350	-3.7758	-0.1538	4.1937	4.9119	4.7619
390.2	-2.7092	-0.2382	-3.9093	-0.1422	4.3505	5.0896	4.9401
400	-2.7990	-0.2308	-4.0365	-0.1285	4.4981	5.2735	5.0906

Tabela G.9 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 15 - 2,5) (CONTINUAÇÃO)

PFN 15 - 2,5 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
410	-2.8764	-0.2467	-4.1541	-0.1201	4.6241	5.4114	5.2320
420	-2.9993	-0.2478	-4.3099	-0.0885	4.8209	5.6351	5.4501
430	-3.0884	-0.2467	-4.4223	-0.0737	4.9623	5.7852	5.5945
440	-3.1763	-0.2446	-4.5346	-0.0569	5.1068	5.9445	5.7481
450	-3.2918	-0.2563	-4.6904	-0.0242	5.2729	6.1468	5.9386
460	-3.4201	-0.2531	-4.8250	0.0042	5.4850	6.3827	6.1536
470	-3.5102	-0.2254	-4.9692	0.0284	5.6695	6.6003	6.3594
480	-3.6363	-0.2393	-5.1271	0.0843	5.8632	6.8270	6.5837
490	-3.7635	-0.2382	-5.2935	0.1274	6.0630	7.0568	6.7865
500	-3.8885	-0.2201	-5.4260	0.1685	6.2659	7.2897	7.0077
510.2	-3.9977	-0.1967	-5.5669	0.2033	6.5242	7.5716	7.2596
520	-4.2383	-0.1893	-5.8753	0.2833	6.9208	8.0251	7.6682
530	-4.3644	-0.1712	-6.0184	0.3202	7.1299	8.2427	7.8833
540	-4.4852	-0.1542	-6.1698	0.3592	7.3297	8.4817	8.1045
550	-4.5583	-0.1255	-6.3052	0.4013	7.5204	8.7115	8.3103
560	-4.7184	-0.1414	-6.4883	0.4613	7.7848	9.0149	8.5745
570	-4.8922	-0.0829	-6.7252	0.5393	8.1138	9.3856	8.9155
580	-5.0575	-0.0128	-6.9378	0.6014	8.4704	9.7901	9.2780
590	-5.2440	0.0479	-7.1875	0.6804	8.8609	10.2252	9.6559
600	-5.5461	0.1425	-7.5831	0.8079	9.5957	10.9422	10.3041
610	-5.6871	0.1829	-7.7904	0.8595	9.9339	11.3191	10.6390
620	-5.8810	0.2627	-8.0359	0.9459	10.3736	11.7941	11.0722
630.8	-6.1841	0.3892	-8.3839	1.0965	10.9731	12.4774	11.6866
640	-6.4024	0.5009	-8.6674	1.2229	11.4743	13.0473	12.1874
650.2	-6.6918	0.6497	-9.0165	1.3967	12.1138	13.7674	12.8387
660	-7.0765	0.8826	-9.4491	1.6474	12.9500	14.7173	13.6897
670.4	Carga de Ruptura						

Tabela G.10 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 24 - 2,5)

PFN 24 - 2,5							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0E+00	1.1E-03	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
20	-0.3895	-0.0932	-0.2427	-0.0751	0.3659	0.4014	0.3810
40	-0.7636	-0.2488	-0.5978	-0.1078	0.8394	0.9836	1.0261
60	-1.0701	-0.3641	-0.9189	-0.1152	1.3190	1.5750	1.6313
80	-1.3661	-0.4457	-1.2390	-0.1152	1.7125	2.0224	2.0276
100	-1.6758	-0.4806	-1.5908	-0.1184	2.1245	2.4881	2.4639
120	-1.9792	-0.4922	-1.9215	-0.1194	2.5396	2.9569	2.9094
140	-2.2783	-0.5187	-2.2734	-0.1078	2.9608	3.4135	3.3886

Tabela G.10 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 24 - 2,5) (CONTINUAÇÃO)

PFN 24 - 2,5 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
160	-2.5648	-0.5155	-2.6199	-0.0857	3.3974	3.8885	3.8433
180	-2.8724	-0.5240	-2.9527	-0.0403	3.8893	4.4278	4.3379
200	-3.1588	-0.5240	-3.3086	0.0286	4.3720	4.9364	4.8080
210	-3.3142	-0.4891	-3.4990	0.0636	4.6457	5.2367	5.0599
220	-3.4928	-0.4393	-3.7201	0.1070	4.9562	5.5707	5.3733
230	-3.6662	-0.4097	-3.8925	0.1632	5.2513	5.8741	5.6590
240	-3.8269	-0.3620	-4.0945	0.2257	5.5404	6.1927	5.9293
250.2	-4.0182	-0.2975	-4.2934	0.2966	5.8693	6.5666	6.2550
260	-4.2180	-0.2117	-4.5081	0.3803	6.2229	6.9496	6.5929
270	-4.4220	-0.1217	-4.7578	0.5806	6.6011	7.3510	6.9677
280	-4.6365	-0.0222	-4.9799	0.6674	6.9915	7.7861	7.3518
290	-4.8807	0.1027	-5.2624	0.7840	7.4527	8.2856	7.7911
300	-5.1746	0.2773	-5.5787	0.9397	8.0584	8.9505	8.3594
310	-5.5371	0.4891	-5.9838	1.2575	8.7779	9.7135	9.0630
320	-5.7847	0.6309	-6.2557	1.3773	9.2606	10.2375	9.5207
330	-6.1769	0.9146	-6.6524	1.6199	10.0692	11.1322	10.2980
340	-6.6591	1.2216	-7.1146	2.0055	11.0623	12.2139	11.2473
350	-7.6956	1.9975	-8.0730	2.7990	13.1837	14.6040	13.3026
360.8	Ruptura						

Tabela G.11 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 30 - 2,5)

PFN 30 - 2,5							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0E+00	-4.3E-03	1.1E-03	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
20.2	-0.3299	-0.0532	-0.1410	-0.0084	0.0000	0.5607	0.0000
40.6	-0.6152	-0.0627	-0.3953	-0.0042	0.0000	1.1031	0.0276
60	-0.8844	-0.0798	-0.6497	0.0305	0.0000	1.6302	0.6083
60	-0.8802	-0.0829	-0.6465	0.0348	0.0031	1.6148	0.5991
80	-1.1929	-0.1042	-0.8786	0.0864	0.0031	2.2154	1.2719
100	-1.5322	-0.1584	-1.1107	0.1432	0.0031	2.8558	1.9908
120	-1.8673	-0.1616	-1.4085	0.2275	0.0031	3.4533	2.6329
140	-2.1738	-0.1638	-1.6788	0.3160	0.0031	4.0141	3.2104
160	-2.5311	-0.1755	-2.0158	0.4350	0.0061	4.6484	3.8464
180	-2.8081	-0.1765	-2.3242	0.5424	0.0061	5.2183	4.3994
200	-3.2013	-0.1765	-2.7090	0.6773	0.0061	5.9292	5.0753
220	-3.5163	-0.1297	-3.0926	0.7963	0.0092	6.5482	5.7051
240	-3.8471	-0.0553	-3.4938	0.9206	0.0092	7.2254	6.3410
260	-4.4094	0.1499	-4.1719	1.1555	0.0123	8.4173	7.4347
280	-5.0437	0.5211	-4.8828	1.4483	0.0123	9.8545	8.7680
300	-5.8248	1.0198	-5.7375	1.8538	0.0154	11.5918	10.3779
320	-7.3320	2.1331	-7.3433	2.7691	0.0215	15.1433	13.6068
330	-9.2429	3.6963	-9.3552	4.2364	0.0338	19.8315	17.8618
336.9	Carga de Ruptura						

Tabela G.12 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 40 - 2,5)

PFN 40 - 2,5							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0.0E+00	-1.1E-03	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
20	-0.2738	-0.0306	-0.2065	-0.0158	0.0000	0.3830	0.3502
40	-0.6596	-0.0634	-0.2012	-0.0348	0.0000	0.8457	0.8080
60	-1.1109	-0.0729	-1.2167	-0.0474	0.0031	1.4126	1.2903
80	-1.4418	-0.0570	-1.6356	-0.0421	0.0031	2.0162	1.8495
100	-1.8213	0.0074	-2.0566	-0.0095	0.0031	2.7792	2.5653
110	-2.0728	0.0433	-2.3296	0.0316	0.4766	3.2879	3.0323
120	-2.2642	0.0697	-2.5083	0.0643	0.8117	3.6862	3.3978
129.8	-2.5221	0.1563	-2.7612	0.1949	1.2636	4.2133	3.8925
140	-2.7895	0.2609	-3.0023	0.3191	1.7371	4.7648	4.3840
150	-3.1098	0.3676	-3.2858	0.4729	2.3121	5.4083	4.9892
160	-3.4586	0.5967	-3.6571	0.6878	3.0377	6.2264	5.7296
170	-3.9512	0.8988	-4.1459	0.9680	4.0215	7.3204	6.7005
180	-4.3676	1.1705	-4.5891	1.2208	4.8578	8.2795	7.5760
190	-5.0975	1.6681	-5.3245	1.6811	6.3705	9.9678	9.0845
200	-5.7641	2.1467	-6.0254	2.1066	7.7602	11.5428	10.5100
210	-6.6639	2.7943	-6.9254	2.6775	9.6080	13.6541	12.3963
220	-7.7036	3.5939	-7.9556	3.5844	11.7602	16.1177	14.6083
230	-9.5874	5.0710	-9.1372	5.1029	15.7233	20.6036	18.6359
240	-12.4343	7.3457	-10.1145	7.5053	21.8294	27.4889	24.7926
246	Carga de Ruptura						

Tabela G.13 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 50 - 2,5)

PFN 50 - 2,5							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	1.1E-03	-1.1E-03	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00
10.2	-0.4055	-0.0496	-0.2130	0.0105	0.5411	0.5914	0.0000
20	-0.5832	-0.0528	-0.2607	0.0147	0.8025	0.9285	0.0031
30.2	-0.8206	-0.0306	-0.4578	0.0274	1.1591	1.3605	0.0061
40	-1.1245	-0.0856	-0.7291	0.0284	1.5219	1.7803	0.0061
50	-1.5812	-0.3295	-1.2218	-0.0495	1.8417	2.1143	0.0061
60	-1.8401	-0.3285	-1.5493	-0.0706	2.1030	2.3901	0.0061
70	-2.1995	-0.3866	-1.9212	-0.0853	2.4842	2.7823	0.1598
80	-2.4860	-0.3823	-2.2286	-0.0822	2.8501	3.1960	0.5346
90	-2.8295	-0.3179	-2.5547	-0.0495	3.3912	3.7873	1.0906
100	-3.2555	-0.1627	-2.9473	0.0284	4.1015	4.5381	1.8095
109.8	-3.8104	0.1109	-3.4180	0.3360	5.0669	5.5860	2.7435

Tabela G.13 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 50 - 2,5)(CONTINUAÇÃO)

PFN 50 - 2,5 (continuação)							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
120.2	-4.5958	0.6791	-4.1536	0.7942	6.6656	7.3510	4.3717
130.4	-5.4013	1.2210	-4.9166	1.2640	8.2552	9.1344	6.0092
140.4	-6.3993	1.9718	-5.8359	1.8580	10.2537	11.4049	8.0676
150.2	-7.6679	2.9373	-7.0106	2.6211	12.7902	14.2577	10.6390
160.2	-8.9896	3.9018	-8.2305	3.4116	15.4158	17.2024	13.2934
170	-10.4087	4.9801	-9.5839	4.8234	18.2967	20.4229	16.2089
180.2	-12.2129	6.3599	-11.3358	5.9363	22.0261	24.6177	20.0154
189.8	-15.2819	8.6761	-13.7606	8.2892	28.3321	31.6593	26.4055
200	-20.2810	12.3776	-19.5810	12.1023	38.8716	43.6004	37.1060
201.2	Carga de Ruptura						

Tabela G.14 – Deslocamentos verticais e horizontais (PFN 60 - 2,5)

PFN 60 - 2,5							
Carga	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	1.1E-03	0.0E+00	5.3E-03	-1.1E-03	-3.1E-03	-3.1E-03	0.0E+00
10.2	-0.2778	0.0170	-0.1516	0.0000	0.3905	0.4351	0.0000
20	-0.7503	-0.0351	-0.2024	0.0032	0.9439	1.1246	0.0000
30	-1.3144	-0.0925	-0.2088	0.0011	1.5065	1.8477	0.0031
40	-1.8134	-0.0510	-0.2088	0.0369	2.1829	2.6475	0.0031
50	-2.1728	0.0021	-0.2130	0.1001	2.7302	3.3400	0.2058
60	-2.6442	0.1117	-0.2162	0.3497	3.5665	4.3205	1.1398
70	-3.5660	0.4892	-0.2173	0.8627	5.1929	6.1713	2.8172
80	-4.7911	1.2133	-2.7227	1.7190	7.5788	8.7820	5.2104
90	-5.4813	1.6248	-4.7920	2.1319	8.8947	10.2467	6.5530
100	-6.6466	2.3447	-6.4010	2.8439	11.1729	12.7593	8.8510
110	-8.0816	3.2933	-7.7656	3.6897	13.9708	15.9062	11.6713
120	-9.6374	4.3314	-9.2601	4.6023	17.0331	19.2983	14.7343
130	-11.4486	5.5097	-10.9446	5.6535	20.5473	23.1837	18.1997
140	-13.0306	6.5965	-12.5688	6.5877	23.7756	26.7749	21.4224
150	-15.3396	8.1165	-14.8917	7.9218	28.3905	31.8952	25.9969
155	-16.9624	9.1740	-16.5398	8.8517	31.6157	35.4772	29.1705
160	-18.8385	10.3628	-18.5052	9.9158	35.4281	39.7120	32.9739
164.8	Carga de Ruptura						