

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO
ARMADO REFORÇADOS COM LÂMINAS DE CFRP
UTILIZANDO A TÉCNICA NSM**

IZABEL CASTRO DE ABREU NETA

**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 DE PILARES DE CONCRETO
ARMADO REFORÇADOS COM LÂMINAS DE CFRP
UTILIZANDO A TÉCNICA NSM**

IZABEL CASTRO DE ABREU NETA

**ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. A. MELO
CO-ORIENTADOR: CARLOS EDUARDO LUNA DE MELO**

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

PUBLICAÇÃO: E.DM-21A/2017

BRASÍLIA/DF: JULHO – 2017

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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO
ARMADO REFORÇADOS COM LÂMINAS DE CFRP UTILIZANDO
A TÉCNICA NSM**

IZABEL CASTRO DE ABREU NETA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO 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 (UnB)
(Orientador)

Prof. Carlos Eduardo Luna de Melo, DS.c (UnB)
(Co-orientador)

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, DS.c (UnB)
(Examinador Interno)

Dr. Vladimir Villaverde Barbán, DS.c (PROEST)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 04 DE JULHO DE 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

ABREU NETA, IZABEL CASTRO DE

Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Lâminas de CFRP Utilizando a Técnica NSM. [Distrito Federal] 2017.

xxiv, 189p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2017).

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

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Técnica NSM

2. Reforço com lâminas de CFRP

3. Pilares Concreto Armado

4. Análise Experimental

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABREU NETA, I. C. (2017). Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Lâminas de CFRP Utilizando a Técnica NSM. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM-21A/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 189p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Izabel Castro de Abreu Neta

TÍTULO: Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Lâminas de CFRP Utilizando a Técnica NSM.

GRAU: Mestre ANO: 2017

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.

Izabel Castro de Abreu Neta
Rua 13 de Julho, 1302, Porto Imperial.
72.500-000 - Porto Nacional - TO- Brasil
e-mail: izabel.castroa@gmail.com

Dedico este trabalho a Deus, por me dar força e perseverança, à minha mãe Maria Aparecida, ao meu pai Antonio, aos meus irmãos Antonio Nilberto, Fabrício e Jackson, por todo amor, carinho, confiança e motivação. Amo vocês.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus pelo dom da vida, razão do meu viver, e por estar sempre presente em todos os meus caminhos.

Aos meus pais, Antonio Rodrigues de Castro e Maria Aparecida dos Santos por todo amor, carinho, amparo, dedicação, por tudo que sempre fizeram e fazem por mim. São meus maiores incentivadores, esse trabalho foi feito por vocês e para vocês.

Ao Professor Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, pela grandiosa oportunidade a mim conferida de trabalhar como sua orientanda. Muito obrigado.

Ao Professor Carlos Eduardo Luna de Melo, pela orientação, confiança, por toda a colaboração, sempre disposto a orientar e compartilhar seu conhecimento permitindo a conclusão deste trabalho. Por toda a ajuda durante a realização durante os primeiros ensaios. Obrigada!

Agradeço ao Professor Marcos Honorato de Oliveira, obrigada por toda disponibilidade, dicas, broncas, apoio e motivação durante a realização dos ensaios. Sem falar das conversas descontraídas, saídas com os amigos do GETEC, obrigada!

Aos professores do programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília pelos ensinamentos transmitidos.

Ao meu amor Max Douglas, por todo carinho, dedicação, por sempre estar ao meu lado. Serei Eternamente Grata. Obrigada por todo incentivo, toda a ajuda. Amo-te. Todas as vezes que precisei, você estava ali, não importando a situação.

À amiga Denise Cardoso Guimarães, por ter me ajudado desde o início do mestrado, sem falar de toda a ajuda durante a montagem e realização de todos os ensaios experimentais desta pesquisa, e por sempre me receber em sua casa de forma sempre acolhedora e por ser um referencial de amizade. Denise você além de uma grande amiga é uma irmã. Obrigada.

Ao Magno Ernesto Cavalcante, por toda ajuda no laboratório, por toda as vezes que precisei sair para comprar materiais, o senhor sempre me acompanhou, por todas as OSs enviadas a prefeitura da UnB, por todas as ideias, ajuda na realização dos ensaios e incentivo. Sempre disposto a ajudar, sem cobrar nada por isso, com o qual sempre estarei em dívida.

A minha tia e segunda mãe Cidilene, por todo amor, recepção em sua casa. Sempre estarei em dívida. Serei eternamente grata!

Aos amigos conquistados no período de mestrado que tanto me ajudaram na execução dos ensaios, Calebe, Jéssica Ribeiro, Manuel Alejandro Ceballos, Hamilton Costa, Manoel Mangabeira, Magno, Leandro Sena, Adriana, Idalmo, Patrícia Candida, a participação de vocês foi fundamental para a conclusão deste trabalho.

À Universidade de Brasília pela oportunidade de realização deste trabalho.

Agradeço ao engenheiro civil e amigo André Layser, que contribuiu com o processo de doação do compósito utilizado no reforço dos pilares. Obrigada! Sempre estarei em dívida. Serei eternamente grata!

A empresa Weber Saint-Gobain, por viabilizar esta pesquisa fornecendo o material compósito utilizado para o reforço, a Concrecon Ltda e Cone Concreto pelo fornecimento do concreto.

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

“A vitória é metade conquistada quando se desenvolve o hábito de estabelecer metas e alcança-las. Mesmo a mais entediante rotina torna-se suportável quando se marcha convencido que toda tarefa, não importando sua dimensão lhe traz cada vez mais perto de conquistar seus sonhos.”

RESUMO

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM LÂMINAS DE CFRP UTILIZANDO A TÉCNICA NSM

Autor: Izabel Castro de Abreu Neta

Orientador: Guilherme Sales S. A. Melo

Co-orientador: Carlos Eduardo Luna de Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, Julho de 2017.

Este trabalho apresenta um estudo experimental do reforço de pilares de concreto armado, com seção transversal de 120 mm x 250 mm, altura de 2500 mm, com a utilização de lâminas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC), em inglês *Carbon Fiber Reinforced Polymers* (CFRP), através da técnica NSM (*Near Surface Mounted*). A técnica de reforço, consiste na instalação do CFRP internamente em aberturas executadas na camada de cobrimento do concreto. Os pilares foram reforçados na face tracionada e na face comprimida, e submetidos a flexo-compressão normal.

Para avaliação do comportamento dos pilares, da eficiência e eficácia da técnica de reforço, elaborou-se um programa experimental com 8 pilares. As variáveis consideradas no estudo foram, a excentricidade de aplicação de carga, na direção de menor inércia da seção transversal, e a aplicação ou não do reforço. Para cada variação de excentricidade, um modelo foi reforçado e o outro usado de referência. Resultados de força de ruína; deslocamentos; fissuração; deformações no concreto, aço e reforço foram comparados. Os resultados de força última foram ainda comparados com os estimados pelas normas: ANBT NBR 6118:2014, ACI 318:2014 e *fib* Model Code 2010, considerando a eficiência total do reforço.

Os resultados obtidos experimentalmente mostraram que a técnica aplicada é eficiente, resultando em ganho na capacidade de carga. Esse ganho aumenta com o aumento da relação da excentricidade relativa. No entanto, os pilares C40S, C50S e C60S apresentaram ruptura prematura, por descontinuidade do reforço nas extremidades, não sendo possível verificar a eficiência total da técnica de reforço. O reforço resultou em incrementos na capacidade de resistência de 14,7%, 18,8%, 16,7% e 37,3%, respectivamente, em relação aos pilares de referência. A técnica de reforço NSM apresentou eficiência por evitar o modo de ruptura por descolamento do reforço, evidenciando que para pilares submetidos a flexo-compressão não ocorre este modo de ruptura.

Palavras-Chave: Pilares; Concreto Armado; CFRP; NSM.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS STRENGTHENED WITH CFRP STRIPS USING NSM TECHNIQUE

Author: Izabel Castro de Abreu Neta

Supervisor: Guilherme Sales S. A. Melo

Co-supervisor: Carlos Eduardo Luna de Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, July of 2017

This work presents an experimental studies of reinforced concrete columns, with cross section of 120 mm x 250 mm and height of 2500 mm, using *Carbon Fiber Reinforced Polymer* strips (CFRP), through the NSM (Near Surface Mounted) technique. The strengthened technique consists of installing the CFRP internally in openings executed in the cover layer of the concrete. The columns were strengthened on the tensile face and on the compressed face, under combined axial load and bending.

To evaluate the behavior of the columns, the efficiency and the effectiveness of the strengthened technique, an experimental program with 8 columns was elaborated. The variables considered in the study were, the eccentricity of load application, in the direction of lesser inertia of the cross section, and the application or not of the strengthened. For each variation of eccentricity, one model was strengthened and the other used reference. Results of ultimate force, displacements, cracking, strains in concrete, steel and strengthened were compared. The experimental ultimate load results were compared to the values obtained by the codes: ANBT NBR 6118: 2014, ACI 318: 2014 and *fib* MODEL CODE 2010, considering the total efficiency of the strengthened.

Experimentally results obtained showed that the applied technique is efficient, resulting in gain in the load capacity. This gain increases with the relative eccentricity increase. However, the columns C40S, C50S and C60S showed premature rupture due to discontinuity of the strengthened at the ends, and it was not possible to verify the total efficiency of the strengthened technique. The strengthening resulted in increases in the resistance capacity of 14,7%, 18,8%, 16,7% and 37,3%, respectively, in relation to the reference columns. The NSM strengthened technique showed efficiency by avoiding the rupture mode by strengthening debonding, evidencing that for columns submitted to flexo-compression this rupture mode does not occur.

Keywords: Columns; Reinforced concrete, CFRP, NSM.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	MOTIVAÇÃO	2
1.3	OBJETIVOS	3
1.4	METODOLOGIA	3
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO	5
2.2	DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014	5
2.2.1	Características geométricas	6
2.2.2	Armaduras	6
2.2.3	Comprimento de flambagem	7
2.2.4	Índice de Esbeltez	7
2.2.5	Dimensionamento de elementos lineares	9
2.3	DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP	16
2.4	MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM 21	
2.4.1	ABNT NBR 6118:2014	21
2.4.2	ACI 318:2014	23
2.4.3	<i>fib</i> Model Code 2010 (MC2010)	24
2.5	MATERIAIS COMPÓSITOS	26
2.5.1	Matriz	28
2.5.2	Fibras	28
2.6	CONSIDERAÇÕES SOBRE TÉCNICAS DE REFORÇO USANDO MATERIAIS COMPÓSITOS DE CFRP	29
2.6.1	<i>Externally Bonded</i> (EB)	30
2.6.2	<i>Near Surface Mounted</i> (NSM)	32
2.7	MODOS DE RUÍNA EM PEÇAS SUBMETIDAS A FLEXÃO	33
2.8	PESQUISAS REALIZADAS SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL	34
2.8.1	ADORNO (2004)	34
2.8.2	ARAÚJO (2004)	39
2.8.3	MELO (2009)	42
2.9	PESQUISA EXPERIMENTAL SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO – GAJDOSOVA (2010)	46
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	50
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	50
3.2	CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS	50
3.3	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	52
3.4	DETALHAMENTO DO REFORÇO	52
3.5	MATERIAIS	53
3.5.1	Concreto	53
3.5.2	Aço	54
3.5.3	Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (CFRP)	55
3.6	FABRICAÇÃO DOS PILARES	56

3.6.1	Formas	56
3.6.2	Concretagem	56
3.7	PROCEDIMENTOS DE APLICAÇÃO DO REFORÇO	58
3.7.1	Corte do reforço	58
3.7.2	Preparação da superfície do concreto	60
3.7.3	Instalação do reforço	61
3.8	INSTRUMENTAÇÃO	64
3.8.1	Armaduras	64
3.8.2	Concreto	67
3.8.3	Reforço	68
3.8.4	Medição dos deslocamentos e rotações	69
3.8.5	Marcação das fissuras	72
3.9	PROCEDIMENTO DE ENSAIO	72
3.9.1	Aplicação de carregamento	74
3.9.2	Sistema de Aquisição de Dados	74
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	76
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	76
4.1.1	Concreto	76
4.1.2	Aço	76
4.2	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	77
4.3	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	83
4.3.1	Deslocamentos horizontais – C30U	83
4.3.2	Deslocamentos horizontais – C30S	84
4.3.3	Deslocamentos horizontais – C40U	85
4.3.4	Deslocamentos horizontais – C40S	86
4.3.5	Deslocamentos horizontais – C50U	86
4.3.6	Deslocamentos horizontais – C50S	87
4.3.7	Deslocamentos horizontais – C60U	87
4.3.8	Deslocamentos horizontais – C60S	88
4.3.9	Pilares Agrupados	89
4.4	CARGAS DE RUÍNA E MODOS DE RUÍNA DOS PILARES	90
4.5	INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE	98
4.6	EFICIÊNCIA E EFICÁCIA DO REFORÇO	99
4.7	FISSURAÇÃO	101
4.8	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO CONCRETO	107
4.8.1	Deformações Específicas no Concreto - C30U	107
4.8.2	Deformações Específicas no Concreto - C30S	108
4.8.3	Deformações Específicas no Concreto - C40U	109
4.8.4	Deformações Específicas no Concreto - C40S	111
4.8.5	Deformações Específicas no Concreto - C50U	112
4.8.6	Deformações Específicas no Concreto - C50S	113
4.8.7	Deformações específicas no concreto - C60U	114
4.8.8	Deformações Específicas no Concreto - C60S	116
4.8.9	Comparação das Deformações Específicas no Concreto	117
4.9	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	118
4.9.1	Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C30U	119
4.9.2	Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C30S	120
4.9.3	Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C40U	121
4.9.4	Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C40S	123
4.9.5	Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C50U	124

4.9.6	Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C50S	126
4.9.7	Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C60U	127
4.9.8	Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60S	129
4.9.9	Pilares Agrupados	130
4.10	DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO REFORÇO DE FIBRA DE CARBONO	131
4.10.1	Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C30S	132
4.10.2	Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C40S	133
4.10.3	Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C50S	134
4.10.4	Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C60S	136
4.10.5	Comparação das Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono	137
4.11	ESTIMATIVAS DAS CARGAS DE RUPTURA PELAS NORMAS	138
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	149
5.1	EFICIÊNCIA E EFICÁCIA DA TÉCNICA DE REFORÇO E INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE	149
5.2	FORÇAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUÍNA	150
5.3	FORÇAS DE FISSURAÇÃO E PADRÃO DE FISSURAÇÃO	151
5.4	COMPARAÇÃO DAS FORÇAS DE RUÍNA PELOS MÉTODOS APROXIMADOS DAS NORMAS	151
5.5	SISTEMA DE ENSAIO	152
5.6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	153
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores do coeficiente adicional γ_n (ABNT NBR 6118:2014)	6
Tabela 2.2 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ADORNO, 2004).....	36
Tabela 2.3 – Resultados dos modelos ensaiados por (ADORNO, 2004).....	38
Tabela 2.4 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ARAÚJO, 2004).	39
Tabela 2.5 – Resultados experimentais dos Pilares (ARAÚJO, 2004).	41
Tabela 2.6 – Características e identificação dos pilares ensaiados (MELO, 2009).....	44
Tabela 2.7 – Forças de ruína dos pilares ensaiados (MELO, 2009).....	45
Tabela 2.8 – Características e identificação dos pilares ensaiados (GAJDOSOVA, 2009).47	
Tabela 2.9 – Resultados dos pilares (GAJDOSOVA, 2010).....	49
Tabela 3.1 – Principais características dos pilares.	51
Tabela 3.2 – Propriedades e Características do Sistema Compósito weber.rep fiber C.....	55
Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do Concreto	76
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aço utilizado nos pilares	77
Tabela 4.3 – Forças de ruína e modos de ruína dos pilares	91
Tabela 4.4 – Acréscimo de resistência dos pilares reforçados	99
Tabela 4.5 – Características do concreto, forças de fissuração (F_r) e forças últimas dos pilares (F_u)	101
Tabela 4.6 – Previsões de cargas de ruptura estimadas pelas normas x experimentais	146
Tabela 4.7 – Resumo previsões normativas	147

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Comprimento de flambagem de acordo com a vinculação	7
Figura 2.2 – Diagrama tensão-deformação do aço (ABNT NBR 6118:2014)	10
Figura 2.3 – Diagrama parábola-retângulo (ABNT NBR 6118:2014)	10
Figura 2.4 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal (ABNT NBR 6118:2014)	12
Figura 2.5 – Flexo-compressão com grande excentricidade (FUSCO, 1986)	13
Figura 2.6 – Flexo-compressão com pequena excentricidade (FUSCO, 1986)	15
Figura 2.7 – Seção reforçada com CFRP sob flexo-compressão com grande excentricidade	18
Figura 2.8 – Flexo-compressão com pequena excentricidade (FUSCO, 1986)	20
Figura 2.9 – Fases constituintes dos materiais compósitos de FRP (AZEVEDO, 2011)	27
Figura 2.10 – Esquemas de encamisamento de pilares (TENG <i>et al.</i> , 2002)	30
Figura 2.11– Reforço de pilares ao confinamento	31
Figura 2.12– Barras e laminados de FRP aplicados na técnica NSM	32
Figura 2.13 – Reforço a flexão de pilares pela técnica NSM (GAJDOSOVA, 2010).	32
Figura 2.14 – Comparação entre as técnicas EB e NSM para o mesmo reforço (SILVA, 2013)	33
Figura 2.15 – Dimensões dos pilares em mm (ADORNO, 2004).	35
Figura 2.16 – Detalhamento das armaduras da Série PSA (ADORNO, 2004)	37
Figura 2.17 – Detalhamento das armaduras da Série PCA4 (ADORNO, 2004)	37
Figura 2.18 – Detalhamento das armaduras da Série 1 (ARAÚJO, 2004)	40
Figura 2.19 – Detalhamento das armaduras das Séries 2 e 3 (ARAÚJO, 2004)	40
Figura 2.20 – Dimensões dos pilares ensaiados (MELO, 2009)	42
Figura 2.21 – Detalhamento das armaduras dos pilares (MELO, 2009).	43
Figura 2.22 – Geometria, carregamento e armaduras dos pilares, dimensões em mm (GAJDOSOVA, 2010)	47
Figura 2.23 – Configuração de reforço: a) C3 e C4; b) C5 e C6, dimensões em mm (GAJDOSOVA, 2010).	48
Figura 3.1 – Geometria dos pilares (dimensões em milímetros)	51
Figura 3.2 – Detalhamento das armaduras	52
Figura 3.3 – Esquema de reforço, dimensões em mm.	53
Figura 3.4 – Ensaio de caracterização do concreto	54
Figura 3.5 – Ensaio realizados nos corpos de prova de aço	55
Figura 3.6 – Formas metálicas dos pilares	56
Figura 3.7 – Aplicação de silicone para vedação das frestas das formas e da base	57
Figura 3.8 – Pilar pronto para a concretagem	57
Figura 3.9 – Concreto sendo bombeado	57
Figura 3.10 – Teste de abatimento do concreto (<i>Slump Test</i>)	57
Figura 3.11 – Moldagem dos corpos de prova	58
Figura 3.12 – Lançamento do concreto	58
Figura 3.13 – Adensamento do concreto	58
Figura 3.14 – Regularização da superfície	58
Figura 3.15 – Lâminas weber.rep fiber C <i>strip</i>	59
Figura 3.16 – Corte das lâminas com um arco de serra	59
Figura 3.17 – Execução das linhas de marcação	60
Figura 3.18 – Retirada das lâminas de CFRP	60
Figura 3.19 – Aspecto final do reforço	60
Figura 3.20 – Execução de linhas de marcação para corte da seção	61

Figura 3.21 – Corte dos entalhes	61
Figura 3.22 – Corte longitudinais na face	61
Figura 3.23 – Limpeza das aberturas com auxílio de uma espátula e ar comprimido.	62
Figura 3.24 – Limpeza das lâminas de CFRP	62
Figura 3.25 – Adesivo epóxi weber.rep CF putty strip (bicomponente)	62
Figura 3.26 – Materias bicomponentes sendo pesados	63
Figura 3.27 – Aplicação do reforço	63
Figura 3.28 – Posicionamento do reforço	64
Figura 3.29 – Acabamento final do reforço	64
Figura 3.30 – Posição dos extensômetros nas armaduras longitudinais	65
Figura 3.31 – Superfície limada e lixada	66
Figura 3.32 – Conjunto de barras limpas	66
Figura 3.33 – Extensômetro colado	66
Figura 3.34 – Fios soldados nos terminais dos extensômetros	66
Figura 3.35 – Proteção e isolamento com adesivo epóxi	66
Figura 3.36 – Poteção com silicone	66
Figura 3.37– Proteção com fita isolante de alta fusão	66
Figura 3.38 – Detalhamento final da instrumentação das armações dos pilares	66
Figura 3.39 – Posição dos extensômetros no concreto	67
Figura 3.40 – Extensômetros colados na face do concreto	67
Figura 3.41– Posição dos extensômetros no reforço	68
Figura 3.42 –Limpeza do reforço	68
Figura 3.43 – Colagem dos extensômetros	68
Figura 3.44 – Proteção com Araldite	69
Figura 3.45 – Posicionamentos dos Potenciômetros e LVDTs nos pilares	70
Figura 3.46 – Detalhe LVDT usado para medir deslocamento vertical	70
Figura 3.47 – Detalhe Potenciômetro usado para medir deslocamento horizontal central	70
Figura 3.48 – Sistema de roldanas para a garantia de contato haste/pilar	71
Figura 3.49 – Detalhes do LVDT utilizado para medir o deslocamento horizontal da cabeça inferior do pilar	71
Figura 3.50 – Detalhe LVDT utilizado para medir o deslocamento horizontal da cabeça superior do pilar.	71
Figura 3.51 – Acompanhamento e marcação das fissuras	72
Figura 3.52 – Sistema de ensaio	73
Figura 3.53 – Célula de carga alinhada com o macaco hidráulico	74
Figura 3.54 – Indicador digital da célula de carga	74
Figura 3.55 – Bomba hidráulica	74
Figura 3.56 – Sistema de aquisição de dados	75
Figura 4.1 – Deslocamentos Verticais - C30U	78
Figura 4.2 – Deslocamentos Verticais - C30S	78
Figura 4.3 – Deslocamentos Verticais – C40U	79
Figura 4.4 – Deslocamentos Verticais – C40S	79
Figura 4.5 – Deslocamentos Verticais – C50U	79
Figura 4.6 – Deslocamentos Verticais – C50S	80
Figura 4.7 – Deslocamentos Verticais – C60U	80
Figura 4.8 – Deslocamentos Verticais – C60S	80
Figura 4.9 – Deslocamentos Horizontais - C30U	84
Figura 4.10 – Deslocamentos Horizontais - C30S	85
Figura 4.11 – Deslocamentos Horizontais - C40U	85
Figura 4.12 – Deslocamentos Horizontais - C40S	86

Figura 4.13 – Deslocamentos Horizontais – C50U	87
Figura 4.14 – Deslocamentos Horizontais – C50S	87
Figura 4.15 – Deslocamentos Horizontais – C50S	88
Figura 4.16 – Deslocamentos Horizontais – C60S	89
Figura 4.17 – Comparação dos deslocamentos horizontais dos pilares na região central	89
Figura 4.18 – Diagrama N-M dos pilares - C30U, C30S, C60U, C60S	92
Figura 4.19 – Diagrama N-M dos pilares - C40U, C50U, C40S e C50S	92
Figura 4.20 – Modo de ruína do pilar C30U	93
Figura 4.21 – Modo de ruína do pilar C30S	93
Figura 4.22 – Modo de ruína do pilar C40U	94
Figura 4.23 – Modo de ruína do pilar C40S	94
Figura 4.24 – Modo de ruína do pilar C50U	95
Figura 4.25 – Modo de ruína do pilar C50S	95
Figura 4.26 – Modo de ruína do pilar C60U	96
Figura 4.27 – Modo de ruína do pilar C60S	96
Figura 4.28 – Influência do reforço de CFRP e da excentricidade na capacidade de carga última dos pilares	99
Figura 4.29 – Relação incremento de resistência x excentricidade relativa (e/h)	100
Figura 4.30 – Fissuras do Pilar C30U	103
Figura 4.31 – Fissuras do Pilar C30S	103
Figura 4.32 – Fissuras do Pilar C40U	104
Figura 4.33 – Fissuras do Pilar C40S	104
Figura 4.34 – Fissuras do Pilar C50U	105
Figura 4.35 – Fissuras do Pilar C50S	105
Figura 4.36 – Fissuras do Pilar C60U	106
Figura 4.37 – Fissuras do Pilar C60S	106
Figura 4.38 – Deformações Específica no Concreto - C30U	108
Figura 4.39 – Média das Deformações Específica no Concreto - C30U	108
Figura 4.40 – Deformações Específica no Concreto - C30S	109
Figura 4.41 – Média das Deformações Específica no Concreto - C30S	109
Figura 4.42 – Deformações Específicas no Concreto - C40U	110
Figura 4.43 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C40U	110
Figura 4.44 – Deformações Específicas no Concreto - C40S	112
Figura 4.45 – Média das Deformações Específica no Concreto - C40S	112
Figura 4.46 – Deformações Específicas no Concreto - C50U	113
Figura 4.47 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C50U	113
Figura 4.48 – Deformações Específicas no Concreto - C50S	114
Figura 4.49 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C50S	114
Figura 4.50 – Deformações específicas no concreto - C60U	115
Figura 4.51 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C60U	115
Figura 4.52 – Deformações específicas no concreto – C60S	116
Figura 4.53 – Média das Deformações Específicas no Concreto – C60S	116
Figura 4.54 – Deformações no Concreto - C30U e C30S	117
Figura 4.55 – Deformações no Concreto - C40U e C40S	117
Figura 4.56 – Deformações no Concreto - C50U e C50S	117
Figura 4.57 – Deformações no Concreto - C50U e C50S	117
Figura 4.58 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30U	120
Figura 4.59 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30U	120
Figura 4.60 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30S	121
Figura 4.61 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30S	121

Figura 4.62– Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40U	122
Figura 4.63 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40U	123
Figura 4.64 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40S	124
Figura 4.65 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40S	124
Figura 4.66 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50U	125
Figura 4.67 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50U	125
Figura 4.68 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50S	127
Figura 4.69 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50S	127
Figura 4.70 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60U	128
Figura 4.71 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60U	128
Figura 4.72 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60S	129
Figura 4.73 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60S	129
Figura 4.74 – Carga x deformações médias das armaduras - Grupo 1	130
Figura 4.75 – Carga x deformações médias das armaduras - Grupo 2	130
Figura 4.76 – Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C30S	132
Figura 4.77 – Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C30S	133
Figura 4.78 – Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C40S	134
Figura 4.79 – Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C40S	134
Figura 4.80– Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C50S	135
Figura 4.81– Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C50S	135
Figura 4.82– Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C60S	137
Figura 4.83– Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C60S	137
Figura 4.84 – Deformações específicas médias no reforço de fibra de carbono	138
Figura 4.85 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30U, C30S, C60U e C60S pelos Métodos Aproximados da ABNT NBR 6118:2014.	140
Figura 4.86 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40U, C40S, C50U e C50S pelos Métodos Aproximados da ABNT NBR 6118:2014.	141
Figura 4.87 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30U e C60U pelo ACI 318:2014	141
Figura 4.88 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40U e C50U pelo ACI 318:2014	142
Figura 4.89 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30S e C60S pelo ACI 318:2014	142
Figura 4.90 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40S e C50S pelo ACI 318:2014	143
Figura 4.91 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30U e C60U pelo <i>fib</i> MODEL CODE 2010 (MC2010)	143
Figura 4.92 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40U e C50U pelo <i>fib</i> MODEL CODE 2010 (MC2010)	144
Figura 4.93 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30S e C60S pelo <i>fib</i> MODEL CODE 2010 (MC2010)	144
Figura 4.94 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40S e C50S pelo <i>fib</i> MODEL CODE 2010 (MC2010)	145
Figura 4.95 – Relação entre a carga experimental e a estimada	145

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	-	área de concreto da seção transversal;
A_s	-	área de armadura de tração;
A'_s	-	área de armadura de compressão;
A_f	-	área de reforço de CFRP;
A'_f	-	área de reforço de CFRP de compressão;
b	-	menor dimensão da seção do pilar;
c	-	coeficiente que depende da distribuição da curvatura;
d	-	altura útil da peça;
d'	-	altura da seção transversal menos a altura útil;
E_c	-	módulo de elasticidade do concreto;
E_{cs}	-	módulo de elasticidade secante do concreto;
E_{cd}	-	valor de cálculo do módulo de elasticidade do concreto;
E_f	-	módulo de elasticidade do CFRP;
E_s	-	módulo de elasticidade do aço;
e_1	-	excentricidade do ponto de aplicação da força normal no pilar;
e_2	-	excentricidade de segunda ordem do pilar;
e_d	-	excentricidade máxima;
e_{1d}	-	excentricidade de primeira ordem;
e_{0d}	-	excentricidade resultante das imperfeições;
F_r	-	força correspondente a 1ª fissura do pilar;
F_u	-	força de ruína do pilar;
f_{cd}	-	resistência de cálculo à compressão do concreto;
f_u	-	tensão de ruptura do aço;
f_{yd}	-	tensão de escoamento do aço;
h	-	altura da seção transversal do pilar;
I	-	momento de inércia da seção transversal;
I_f	-	momento de inércia do CFRP;
I_g	-	inércia da seção íntegra;
I_c	-	momento de inércia da seção de concreto;
I_s	-	momento de inércia das armaduras
i	-	raio de giração;

κ	-	rigidez adimensional;
k_2	-	coeficiente que leva em conta a redução da curvatura com o aumento da força normal de compressão;
K_c	-	coeficiente que engloba os efeitos da fendilhação;
k_d	-	curvatura máxima de cálculo;
K_s	-	coeficiente que tem em consideração a contribuição das armaduras;
K_r	-	coeficiente de correção que depende do esforço normal;
K_φ	-	coeficiente que leva em conta a fluência;
L	-	comprimento do pilar;
L_e	-	comprimento efetivo de flambagem;
l_e	-	comprimento de flambagem do pilar;
l_0	-	distância entre faces de dois apoios consecutivos;
M_A e M_B	-	momento 1ª ordem nos extremos do pilar;
M_C	-	momento de 1ª ordem no meio do pilar;
$M_{d,total}$	-	momento total máximo;
$M_{Rd,tot}$	-	momento fletor total resistente de cálculo;
N_{sg}	-	esforços solicitantes devido à combinação quase permanente;
$M_{Sd,total}$	-	momento fletor solicitante total de cálculo;
M_u	-	momento último do pilar;
M_1	-	momento de primeira ordem;
$M_{1d,A}$	-	valor de cálculo de 1ª ordem do momento;
$M_{1d,mín}$	-	momento mínimo;
M_{0Ed}	-	é o momento de primeira ordem
N_d	-	força normal de cálculo;
N_{bal}	-	esforço normal para o máximo momento fletor resistente;
N_{Ed}	-	esforço normal de cálculo;
N_{ud}	-	esforço normal resistido pela seção em concreto simples;
P_c	-	carga crítica;
P_u	-	carga axial;
R_c	-	resultante das tensões de compressão no concreto;
R_s	-	resultante das tensões na armadura A_s ;
R_s'	-	resultante das tensões na armadura A_s' ;
R_f	-	resultante das tensões no reforço de CFRP A_f ;

- R_f' - resultante das tensões no reforço de CFRP A_f' ;
- x - profundidade da linha neutra;
- $1/r$ - curvatura da seção crítica;

Letras gregas

- β_{dns} - razão entre o máximo fator de carga suportado e o máximo fator de carga;
- φ - coeficiente de fluência;
- φ_{ef} - coeficiente de fluência efetivo;
- λ - índice de esbeltez do pilar;
- λ_1 - valor limite para o índice de esbeltez do pilar;
- δ_{ns} - coeficiente de amplificação do momento de 1ª ordem;
- σ_s - tensão normal na armadura;
- ε_{c2} - deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
- ε_{cu} - deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;
- ε_s - deformação específica de escoamento do aço;
- v - força normal adimensional;
- μ - momento adimensional;
- ρ - taxa geométrica de armaduras;
- ρ_f - taxa de reforço de CFRP;
- σ - tensão normal na armadura
- ω - taxa mecânica de armaduras

LISTA DE ABREVIACÕES

ABNT -	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI -	American Concrete Institute
AFRP -	<i>Aramid Fiber Reinforced Polymer</i>
CFRP-	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
EB -	<i>Externally Bonded</i>
EC -	Eurocode
EER -	Extensômetro Elétrico de Resistência
LVDT -	Transdutores de Deslocamento Variável Linear
MC -	Model Code
NBR -	Norma Brasileira
NSM -	<i>Near Surface Mounted</i>
PAN -	Poliacrilonitril
PFN -	Pilar Flexo-Compressão Normal
PRFA -	Polímero Reforçado com Fibras de Aramida
PRFC -	Polímero Reforçado com Fibras de Carbono
PRFV -	Polímero Reforçado com Fibras de Vidro
UnB -	Universidade de Brasília

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos últimos anos os Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC), em inglês *Carbon Fiber Reinforced Polymers* (CFRP), estão sendo cada vez mais utilizados para o reforço e reabilitação de elementos estruturais. Isto é principalmente atribuível à sua elevada resistência-peso, elevada resistência à corrosão, facilidade de aplicação, e alta resistência mecânica. Surgiram como materiais promissores alternativos de reforço para a modernização da infraestrutura em concreto armado deficiente.

A aplicação de CFRP no reforço de estruturas de concreto armado tem sido realizada através da técnica EB (*Externally Bonded*) consiste na colagem externa do CFRP na superfície do concreto e a técnica NSM (*Near Surface Mounted*) consiste na colagem do CFRP em aberturas executadas longitudinais ou transversais no cobrimento do concreto.

Muitos pesquisadores realizaram estudos sobre o reforço de pilares de concreto armado com compósitos de CFRP. A maioria desses estudos envolve o reforço de pilares curtos de concreto armado de seção transversal circular por meio do encamisamento total ou parcial com CFRP. O efeito do confinamento é mais eficaz para pilares circulares do que para pilares de seção transversal quadrada ou retangular, porque a expansão lateral do concreto sob compressão é uniformemente distribuída, ao contrário de uma seção retangular, onde as tensões se concentram mais nos cantos do que ao longo de todo o perímetro (SEIBLE *ET AL*, 1997, ROCHETTE E LABOSSIERE, 2000, CARRAZEDO 2002, MATTHYS *ET AL*, 2005, ROCCA *ET AL*, 2006, GHOSH E SHEIKH, 2007, OLIVOVÁ 2007, BENZAID E MESBAH, 2013, PARVIN E BRIGHTON, 2014).

Tamuzs *et al.* (2007) mostraram que pilares confinados externamente com tecidos de CFRP aumentam a capacidade de carga apenas para pilares com índice de esbelteza menor do que 40. Além disso, estudos realizados por Tao e Yu (2008) de pilares com esbelteza de aproximadamente 70, reforçados ao confinamento (encamisamento) com CFRP unidirecionais e bidirecionais sob carga excêntrica, aumentaram a resistência apenas para

os pilares com CFRP bidirecionais. As fibras de CFRP no sentido longitudinal são mais eficazes quando aplicadas em pilares esbeltos submetidos a flexo-compressão.

Poucas pesquisas foram realizadas em pilares esbeltos de concreto armado. Estes poucos estudos concentraram-se no reforço com a aplicação de CFRP ao confinamento. A literatura sobre pilares esbeltos, submetidos à carga de compressão excêntrica e reforçados com CFRP longitudinais de modo a aumentar sua rigidez à flexão é reduzida.

Foi verificada uma pesquisa experimental com pilares esbeltos de concreto armado reforçados com CFRP aplicados longitudinalmente utilizando a técnica NSM (GAJDOSOVA, 2010) e submetidos à carga de compressão excêntrica. Além disso, em algumas diretrizes de projeto, como o ACI 440.2R (2008) e o ACI 440.1R (2015), existem uma lacuna para pilares esbeltos de concreto armado reforçados com CFRP.

Neste estudo foi realizada uma análise de pilares de concreto armado com CFRP, aplicados longitudinalmente na região tracionada e comprimida através da técnica NSM, variando-se as excentricidades de aplicação da carga sendo submetidos a flexo-compressão normal.

1.2 MOTIVAÇÃO

A maioria dos ensaios de pilares de concreto armado reforçados com CFRP encontrados na literatura se concentraram no reforço pilares curtos sob carga centrada, através da aplicação de CFRP externamente por encamisamento, proporcionando efeito de confinamento. No entanto, sabe-se que o efeito da excentricidade, índice de esbeltez e da técnica de reforço utilizada são variáveis de grande importância na eficácia do reforço com CFRP de pilares. Como a literatura sobre pilares esbeltos reforçados à flexão com CFRP submetidos à força excêntrica é reduzida, assim há necessidade de mais pesquisas experimentais que levem a uma melhor compreensão sobre esse assunto. A principal motivação deste trabalho é contribuir para o estudo de pilares de concreto armado reforçados com CFRP aplicados longitudinalmente através da técnica NSM e submetidos a flexo-compressão, por meio de estudos experimentais, buscando um melhor entendimento de seu comportamento, além disso, aumentar o banco dados nessa área de pesquisa.

Este estudo dá continuidade ao estudo sobre pilares de concreto armado realizado na Universidade de Brasília por Adorno (2004), Araújo (2004), Dantas (2006), Santos (2009) e Melo (2009).

1.3 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral realizar um estudo experimental de pilares de concreto armado reforçados com CFRP, de modo a verificar a eficácia e a eficiência da técnica NSM em pilares submetidos a flexo-compressão normal. Os objetivos específicos são:

- Estudar o comportamento de pilares reforçados com CFRP submetidos a flexo-compressão durante a fase de carregamento até a ruína;
- Analisar o aumento da capacidade de carga dos pilares proporcionado pelos compósitos colados utilizando técnica NSM.
- Estudar os tipos de ruptura apresentados pelos pilares de acordo com a ABNT NBR 6118:2014;
- Análise comparativa entre os resultados experimentais e os determinados através de estimativas de métodos aproximados das ABNT NBR 6118:2014, ACI 318:2014 e *fib* Model Code 2010;

1.4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada consistiu na realização de um estudo experimental de pilares de concreto armado, reforçados com CFRP, utilizando a técnica de reforço NSM, submetidos a flexo-compressão normal. Os pilares foram devidamente preparados e instrumentados para sua verificação. Os ensaios desta pesquisa foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília - LABEST- UnB.

Os ensaios dos pilares foram realizados no pórtico de reação existente no laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, cuja capacidade é de 2000 kN. E por fim os resultados foram analisados quanto a deslocamentos verticais e horizontais, deformação específica no concreto, no aço e no reforço, cargas e modos de ruptura. As cargas de

ruptura foram comparadas com as estimadas segundo as normas ABNT NBR 6118:2014, ACI 318:2014 e *fib* Model Code 2010.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, incluindo esta introdução. O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura sobre pilares, recomendações feitas por diferentes normas nacionais e internacionais, como ABNT NBR 6118:2014, ACI 318:2014 e *fib* Model Code 2010, além de apresentar alguns trabalhos realizados de pilares de concreto armado sem reforço, e submetidos a flexo-compressão, além disso, é apresentado um trabalho de pilares esbeltos reforçados utilizando a técnica NSM. São apresentados também técnicas de reforço e recuperação de estruturas dando maior ênfase para pilares.

O Capítulo 3 apresenta o programa experimental dos 8 pilares ensaiados, descrevendo as características geométricas dos modelos, as armaduras, a técnica de reforço utilizada, o sistema de ensaio e a instrumentação adotada.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios dos pilares do programa experimental: apresentam-se resultados de caracterização dos materiais, informações de deslocamentos, deformações no aço, concreto e reforço dos pilares, cargas de ruptura, o mapa das fissuras, os modos de ruptura, o cálculo das cargas de ruptura através das prescrições normativas.

Por fim, o Capítulo 5 traz as conclusões do trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras. Na sequência são apresentadas as Referências Bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Pilares são elementos estruturais lineares, geralmente dispostos verticalmente, que resistem a carregamentos axiais centrados ou excêntricos, onde os esforços solicitantes predominantes são forças normais de compressão. No arranjo estrutural, sua principal função é de transferir para a fundação as ações que atuam na estrutura.

As solicitações normais são aquelas em que as ações geram tensões normais nas seções transversais dos elementos estruturais, com solicitações de momentos fletores e as forças normais. Se o pilar é solicitado apenas por força normal, tem-se a compressão axial ou centrada. Quando atuarem conjuntamente força normal e momento fletor, ocorre a flexão composta, podendo ela ser normal ou oblíqua. Se a força normal que está atuando no pilar for de compressão, diz-se flexo-compressão, e se for de tração, diz-se flexo-tração.

Quando o pilar estiver sujeito a ação combinada de força normal e momento fletor atuando em um dos planos principais, ocorre a flexo-compressão normal ou reta. Se o pilar está solicitado pela ação simultânea de uma força normal e de um momento fletor agindo em um plano inclinado em relação aos planos principais do elemento, pode ser decomposto em dois momentos fletores agindo segundo os eixos principais da seção principal, ele está sujeito a flexo-compressão oblíqua.

Na prática, pilares submetidos a forças de compressão axial não existe, pois a compressão axial é apenas uma aproximação de cálculo e jamais uma situação real. Normalmente existe momento fletor em virtude da rigidez da ligação com lajes ou vigas, ou excentricidade da força devido a imperfeições construtivas. Dessa forma, para o seu dimensionamento, tem-se a necessidade de considerar uma excentricidade inicial.

2.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014

O dimensionamento dos elementos estruturais é efetuado conforme normas específicas. As normas levam em consideração os materiais utilizados, as suas propriedades e

procedimentos de cálculo que garantam o dimensionamento das estruturas, sempre respeitando as condições de serviço e segurança adequadas.

Para pilares sujeitos a flexo-compressão, o dimensionamento está condicionado à distribuição das tensões de compressão no aço e no concreto, assim como às hipóteses adotadas para as deformações na seção transversal que caracterizam o Estado Limite Último (ELU). A seguir serão apresentados os procedimentos de cálculo para pilares segundo a ABNT NBR 6118:2014.

2.2.1 Características geométricas

A ABNT NBR 6118:2014 não permite o uso de pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm². Sendo a dimensão mínima de sua seção transversal de 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que as os esforços a serem considerados sejam multiplicados por um coeficiente adicional γ_n .

Tabela 2.1 – Valores do coeficiente adicional γ_n (ABNT NBR 6118:2014)

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$; b é a menor dimensão da seção transversal em metros.

2.2.2 Armaduras

A ABNT NBR 6118:2014 recomenda que a taxa de armadura longitudinal deva estar entre os valores mínimos e máximos indicados nas Equações 2.1 e 2.2 respectivamente. A taxa de armadura máxima deve ser verificada na região de emendas por ser este o local de maior concentração de barras de aço.

$$A_{s,mín} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\% \cdot A_c \quad (2.1)$$

$$A_{s,máx} = 8\% \cdot A_c \quad (2.2)$$

onde: N_d é o valor da força normal de cálculo; f_{yd} é a tensão de escoamento do aço; A_c é a área da seção transversal do pilar.

2.2.3 Comprimento de flambagem

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o comprimento equivalente de um pilar, suposto como vinculado em ambas às extremidades, deve ser adotado como o menor dos dois valores mostrados nas Equações 2.3 e 2.4.

$$l_e = l_0 + h \quad (2.3)$$

$$l_e = l \quad (2.4)$$

onde: l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam ao pilar e h a altura da seção do pilar.

O valor do comprimento de flambagem de um pilar pode admitir outros valores dependendo das condições de vínculos nas extremidades. A Figura 2.1 apresenta as várias situações de cálculo de comprimento de flambagem.

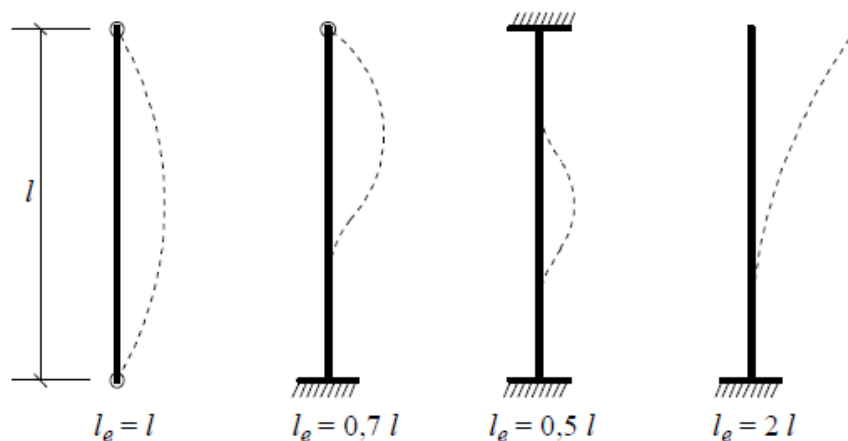


Figura 2.1– Comprimento de flambagem de acordo com a vinculação

2.2.4 Índice de Esbeltez

O índice de esbeltez (λ) é um fator que determina se o pilar é esbelto ou não. Este é o parâmetro usado como referência para a consideração ou não dos cálculos levando-se em consideração os efeitos de segunda ordem. O índice de esbeltez é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, nas direções a serem consideradas. Ele é determinado pela Equação 2.5:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2.5)$$

onde: l_e é o comprimento equivalente do elemento isolado e i é o raio de giração da seção transversal, calculado pela Equação 2.6.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.6)$$

onde: I é o momento de inércia e A é a área da seção transversal.

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

- Pilar robusto ou pouco esbelto: $\lambda \leq \lambda_1$;
- Pilar de media esbeltez: $\lambda_1 < \lambda \leq 90$;
- Pilar esbelto ou muito esbelto: $90 < \lambda \leq 140$;
- Pilar excessivamente esbelto: $140 < \lambda \leq 200$.

Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite (λ_1), mostrado na Equação 2.7.

O valor de λ_1 depende de vários fatores, mas os determinantes são: excentricidade relativa de 1ª ordem e_1/h na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto, tipo vinculação dos extremos da coluna isolada e a forma do diagrama de momentos de 1ª ordem. O valor de λ_1 pode ser calculado pela Equação 2.7.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1 / h}{\alpha_b} \quad (2.7)$$

onde $35 \leq \lambda_1 \leq 90$ e o valor de α_b pode ser obtido de acordo com o estabelecido a seguir:

- Para pilares biapoiados sem cargas transversais

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad (2.8)$$

Sendo $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4$, M_A e M_B momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_A o maior

valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo, em caso contrário.

- Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura

$$\alpha_b = 1,0 \quad (2.9)$$

- Para pilares em balanço

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (2.10)$$

sendo $1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$, M_A o momento de 1ª ordem no engaste e M_C o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo de 1ª ordem:

$$M_{1d,\min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad \text{sendo } \alpha_b = 1,0 \quad (2.11)$$

onde h é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros e N_d a força normal de cálculo.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014 os pilares devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 200 ($\lambda \leq 200$). A consideração da fluência é obrigatória para $\lambda > 90$.

2.2.5 Dimensionamento de elementos lineares

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 as seguintes hipóteses básicas são consideradas no dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado:

- As seções transversais permanecem planas após a deformação;
- A deformação das armaduras passivas ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a mesma do concreto em seu entorno;
- A máxima deformação de compressão permitida para o concreto é de 3,5‰;

- A resistência à tração no concreto é desprezada;
- A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão igual a $0,85 \cdot f_{cd}$.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014 para o cálculo das tensões nas armaduras pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 2.2, tanto para os aços com ou sem patamar de escoamento.

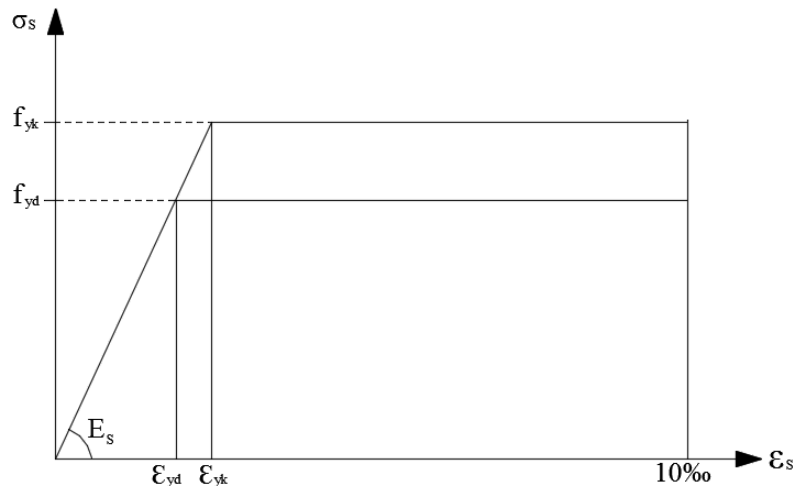
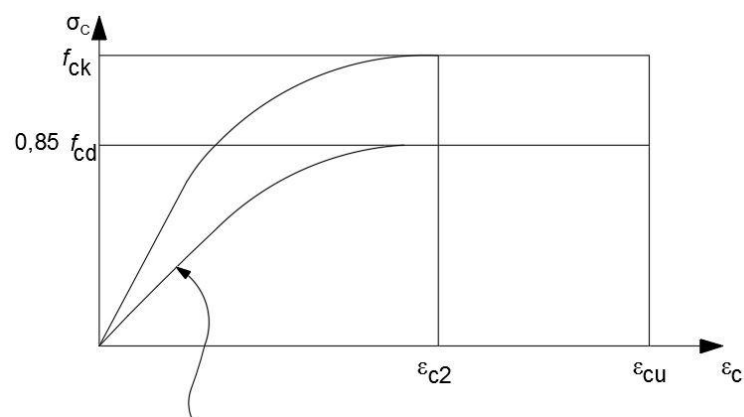


Figura 2.2 – Diagrama tensão-deformação do aço (ABNT NBR 6118:2014)

Como apresentado nas hipóteses básicas de dimensionamento, a resistência à tração no concreto pode ser desprezada. Para análises no Estado Limite Último, pode ser empregado o diagrama tensão-deformação mostrado na Figura 2.3 que demonstra a distribuição de tensões de compressão no concreto, com tensão igual a $0,85 \cdot f_{cd}$.



$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Figura 2.3 – Diagrama parábola-retângulo (ABNT NBR 6118:2014)

Os seguintes valores são adotados para os parâmetros ε_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ε_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura):

Para concretos de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad (2.13)$$

A ABNT NBR 6118:2014 permite a substituição do diagrama parábola-retângulo, com tensão igual a $0,85 \cdot f_{cd}$ pelo retângulo de profundidade $y = \lambda \cdot x$, onde o valor do parâmetro λ pode ser tomado igual a:

- $\lambda = 0,8$, para $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$, para $f_{ck} > 50$ MPa.

Onde a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a:

- $\alpha_c \cdot f_{cd}$, no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;
- $0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$, no caso contrário.

Sendo α_c definido como:

- Concretos de classes até C50, $\alpha_c = 0,85$;
- Concretos de classes de C50 até C90, $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50) / 200]$.

O Estado Limite Último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios mostrados na Figura 2.4.

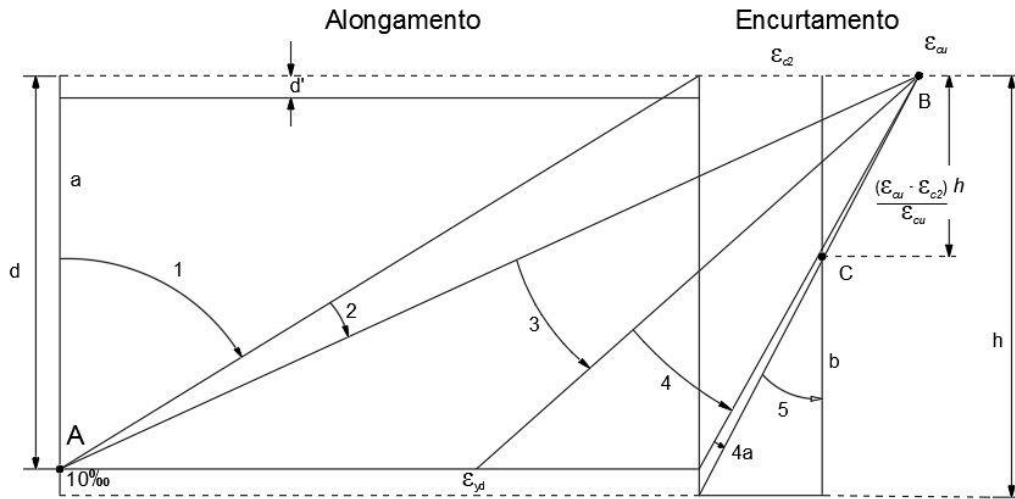


Figura 2.4 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal (ABNT NBR 6118:2014)

De acordo com os domínios mostrados na Figura 2.4, na ruptura convencional por deformação plástica excessiva, a reta a representa a tração uniforme, o Domínio 1 a tração não uniforme, sem compressão, o Domínio 2 a flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e como máximo alongamento permitido). Na ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto, o Domínio 3 representa a flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$), o Domínio 4 a flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$), o Domínio 4a a flexão composta com armaduras comprimidas, o Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração e a reta b a compressão uniforme.

2.2.5.1 Domínios 2, 3, 4 e 4a

Nos Domínios 2, 3, 4 e 4a a seção de concreto armado se encontra parcialmente comprimida, apresenta tensões de tração e compressão, sendo considerada sob flexo-compressão com grande excentricidade. As condições de equilíbrio da seção sob flexo-compressão com grande excentricidade são apresentadas na Figura 2.5. Em seguida são apresentadas as equações de equilíbrio para as seções sob estas condições.

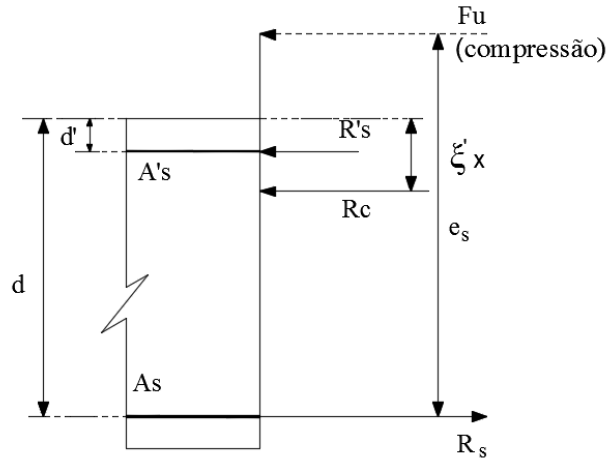


Figura 2.5 – Flexo-compressão com grande excentricidade (FUSCO, 1986)

$$F_u = R_c + R'_s - R_s \quad (2.14)$$

$$F_u e_s = R_c \cdot (d - \xi' \cdot x) + R'_s \cdot (d - d') \quad (2.15)$$

Na compressão $F_u > 0$, tem-se:

$$N_d = F_u \quad (2.16)$$

$$M_d = F_u \cdot e_s \quad (2.17)$$

Definição dos símbolos:

$$\xi = \frac{x}{c} \quad (2.18)$$

$$\xi' = \frac{a}{d} \quad (2.19)$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} \quad (2.20)$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.21)$$

$$\omega' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f'_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.22)$$

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (2.23)$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{N_d \cdot e_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.24)$$

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

$$R_c = 0,85 \cdot \alpha \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \quad (2.25)$$

$$\alpha = \frac{\sigma'_{cm}}{0,85 \cdot f_{cd}} \quad (2.26)$$

As equações de equilíbrio podem se escritas sob a forma adimensional :

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{0,85 \cdot \alpha \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} + \frac{A'_s \cdot \sigma'_{sd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} - \frac{A_s \cdot \sigma_{sd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (2.27)$$

$$\mu_d = \frac{N_d \cdot e_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,85 \cdot \alpha \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \xi' \cdot x)}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} + \frac{A'_s \cdot \sigma'_{sd} \cdot (d - d')}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.28)$$

Logo :

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,85 \cdot \alpha \cdot \xi + \omega' \cdot \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} - \omega \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \quad (2.29)$$

$$\mu_d = 0,85 \cdot \alpha \cdot \xi \cdot (1 - \xi' \cdot \xi) + \omega' \cdot \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} \cdot (1 - \delta') \quad (2.30)$$

2.2.5.2 Domínio 5

No domínio 5 a seção transversal está plenamente comprimida, com a linha neutra passando fora da seção transversal, com a seção sob flexo-compressão com pequena excentricidade. A Figura 2.6 apresenta as condições de equilíbrio deste domínio. As equações de equilíbrio para flexo-compressão com pequena excentricidade são:

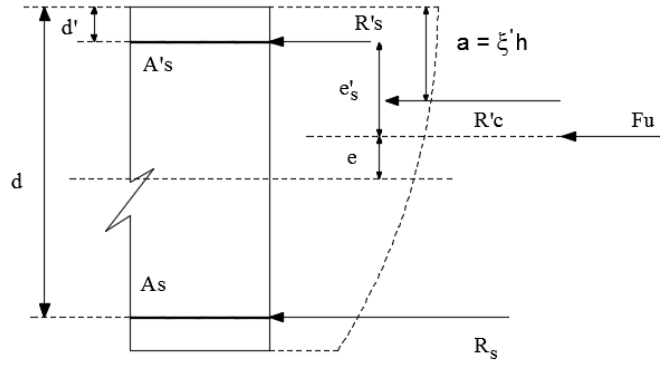


Figura 2.6 – Flexo-compressão com pequena excentricidade (FUSCO, 1986)

$$F_u = R_c + R'_s + R_s \quad (2.31)$$

$$F_u e'_s = R_c \cdot (a - d') + R'_s \cdot (d - d') \quad (2.32)$$

$$N_d = F_u \quad (2.33)$$

$$M_d = F_u \cdot e'_s \quad (2.34)$$

$$R_c = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \quad (2.35)$$

$$R_s = A_s \cdot \sigma_{sd} \quad (2.36)$$

$$R'_s = A'_s \cdot \sigma'_{sd} \quad (2.37)$$

$$a = \xi'_1 \cdot h \quad (2.38)$$

$$d' = \delta'_1 \cdot h \quad (2.39)$$

$$d = \delta_1 \cdot h \quad (2.40)$$

Substituindo as equações, tem-se:

$$N_d = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A'_s \cdot \sigma'_{sd} + A_s \cdot \sigma_{sd} \quad (2.41)$$

$$M_d = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \cdot (\xi'_1 - \delta'_1) + A_s \cdot \sigma_{sd} \cdot (d - d') \quad (2.42)$$

Esforços solicitantes adimensionais :

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (2.43)$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{N_d \cdot e'_s}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.44)$$

Sendo as equações adimensionais de equilíbrio:

$$v_d = 0,85 \cdot \alpha_1 + \omega' \cdot \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} + \omega \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \quad (2.45)$$

$$\mu_d = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot (\xi' - \delta') + \omega \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cdot (\delta_1 - \delta'_1) \quad (2.46)$$

2.3 DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP

A ABNT NBR 6118:2014 não trata do reforço com CFRP. Além disso, em algumas diretrizes de projeto de reforço com CFRP, como o ACI 440.2R:2008 e o ACI 440.1R:2015, há uma limitação: não existe a consideração dos efeitos de segunda ordem dos pilares, ou seja, existe uma lacuna para pilares esbeltos de concreto armado reforçados com CFRP.

Embora não exista uma norma brasileira específica para o cálculo de estruturas de concreto considerando o reforço com CFRP, os procedimentos previstos para o dimensionamento de estruturas de concreto armado convencionais podem ser aplicados em situações de reforço dos elementos estruturais. Todas as recomendações utilizadas no projeto estrutural são baseadas no atendimento ao estado limite último (ELU).

As recomendações para o projeto de elementos estruturais reforçados a flexão com CFRP pela técnica NSM, segundo o ACI 440 1R: 2015 – “Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars”, baseiam-se nos princípios de equilíbrio e compatibilidade e nas leis constitutivas dos materiais.

A consideração dos efeitos de segunda ordem pode ser realizada utilizando as expressões definidas pela ABNT NBR 6118:2014, ACI 318:2014 e MC 2010, com algumas adaptações.

Para a análise das tensões e deformações das seções transversais podem-se admitir válidas as seguintes hipóteses:

- A resistência à tração do concreto é desprezada;
- As seções transversais permanecem planas após a deformação;
- Admite-se aderência parcial entre o concreto e o reforço com CFRP;
- Admite-se que não há descolamento do reforço em peças submetidas a flexo-compressão normal;
- O comportamento à tração do reforço com CFRP é linearmente elástico até a ruptura;
- A máxima deformação de compressão permitida para o concreto é de 3,5‰ (segundo critérios da ABNT NBR 6118:2014) e de 3,0‰ (segundo o ACI 440.1R:2015).

Para o dimensionamento do reforço com CFRP, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, nos procedimentos de cálculo serão consideradas as solicitações normais dos domínios de deformação, conforme apresentado na Figura 2.4. Como sempre será considerado $N_d = F_u > 0$, a solução para o dimensionamento sempre remeterá para os Domínios 2, 3, 4, 4a e 5, conforme será apresentado nos item a seguir. O reforço será dimensionado como uma armação adicional, no atendimento ao estado limite último à flexão com as devidas especificidades.

2.3.1.1 Domínios 2, 3, 4 e 4a

As condições de equilíbrio da seção reforçada com CFRP sob flexo-compressão com grande excentricidade são apresentadas na Figura 2.7. Em seguida são apresentadas as equações de equilíbrio para as seções sob estas condições.

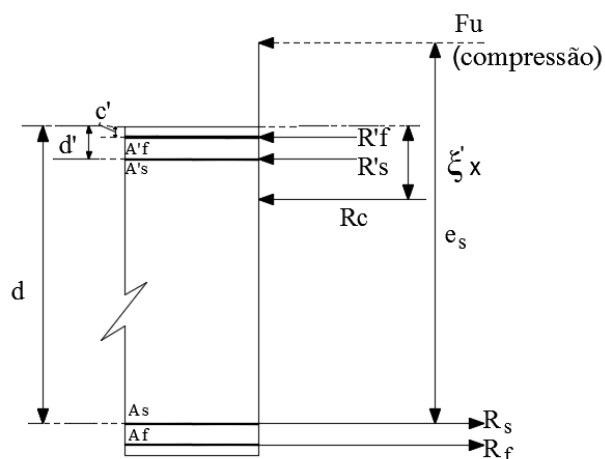


Figura 2.7 – Seção reforçada com CFRP sob flexo-compressão com grande excentricidade

$$F_u = R_c + R'_s + R'_f - R_s - R_f \quad (2.47)$$

$$F_u e_s = R_c \cdot (d - \xi' \cdot x) + R'_s \cdot (d - d') + R'_f \cdot (d - c') \quad (2.48)$$

Na compressão $F_u > 0$, tem-se:

$$N_d = F_u \quad (2.49)$$

$$M_d = F_u \cdot e_s \quad (2.50)$$

Definição dos símbolos:

$$\xi = \frac{x}{c} \quad (2.51)$$

$$\xi' = \frac{a}{d} \quad (2.52)$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} \quad (2.53)$$

$$\omega_s = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.54)$$

$$\omega'_s = \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f'_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.55)$$

$$\nu_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (2.56)$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{N_d \cdot e_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.57)$$

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

$$R_c = 0,85 \cdot \alpha \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \quad (2.58)$$

$$\alpha = \frac{\sigma'_{cm}}{0,85 \cdot f_{cd}} \quad (2.59)$$

As equações de equilíbrio podem se escritas sob a forma adimensional :

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{0,85 \cdot \alpha \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} + \frac{A'_s \cdot \sigma'_{sd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} - \frac{A_s \cdot \sigma_{sd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} + \frac{A'_f \cdot \sigma'_{fd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} - \frac{A_f \cdot \sigma_{fd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (2.60)$$

$$\mu_d = \frac{0,85 \cdot \alpha \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - \xi' \cdot x)}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} + \frac{A'_s \cdot \sigma'_{sd} \cdot (d - d')}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} + \frac{A'_f \cdot \sigma'_{fd} \cdot (d - c')}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.61)$$

$$- \frac{A_f \cdot \sigma_{fd} \cdot (d' - c')}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Logo :

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,85 \cdot \alpha \cdot \xi + \omega'_s \cdot \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} - \omega_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} + \omega'_f \cdot \frac{\sigma'_{fd}}{f_{fd}} - \omega_f \cdot \frac{\sigma_{fd}}{f_{fd}} \quad (2.62)$$

$$\mu_d = 0,85 \cdot \alpha \cdot \xi \cdot (1 - \xi' \cdot \xi) + \omega'_s \cdot \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} \cdot (1 - \delta') + \omega'_f \cdot \frac{\sigma'_{fd}}{f'_{fd}} \cdot (1 - \delta') - \omega_f \cdot \frac{\sigma_{fd}}{f_{fd}} \quad (2.63)$$

2.3.1.2 Domínio 5

A Figura 2.8 apresenta as condições de equilíbrio deste domínio. As equações de equilíbrio para seção sob flexo-compressão com pequena excentricidade são:

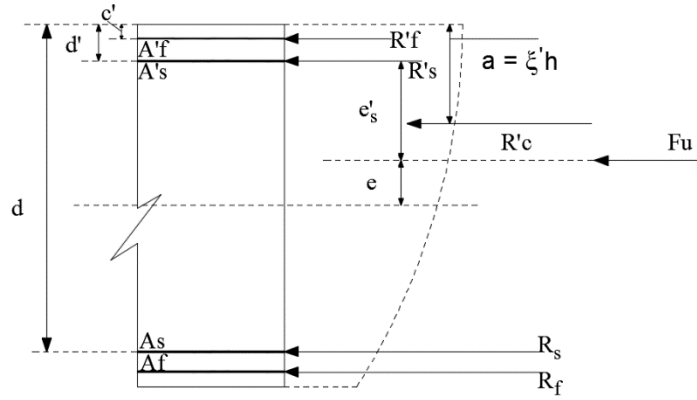


Figura 2.8 – Flexo-compressão com pequena excentricidade (FUSCO, 1986)

$$F_u = R_c + R'_s + R_s + R'_f + R_f \quad (2.64)$$

$$F_u e'_s = R_c \cdot (a - d') + R'_s \cdot (d - d') + R'_f \cdot (d - c') + R_f \cdot (h - d' - c') \quad (2.65)$$

$$N_d = F_u \quad (2.66)$$

$$M_d = F_u \cdot e'_s \quad (2.67)$$

$$R_c = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \quad (2.68)$$

$$R_s = A_s \cdot \sigma_{sd} \quad (2.69)$$

$$R'_s = A'_s \cdot \sigma'_{sd} \quad (2.70)$$

$$R_f = A_f \cdot \sigma_{fd} \quad (2.71)$$

$$R'_f = A'_f \cdot \sigma'_{fd} \quad (2.72)$$

$$a = \xi'_{s1} \cdot h \quad (2.73)$$

$$d'_s = \delta'_{s1} \cdot h \quad (2.74)$$

$$d_s = \delta_{s1} \cdot h \quad (2.75)$$

$$d'_f = \delta'_{f1} \cdot h \quad (2.76)$$

$$d_s = \delta_{s1} \cdot h \quad (2.77)$$

Substituindo as equações, tem-se:

$$N_d = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A'_s \cdot \sigma'_{sd} + A_s \cdot \sigma_{sd} + A'_f \cdot \sigma'_{fd} + A_f \cdot \sigma_{fd} \quad (2.78)$$

$$M_d = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \cdot (\xi'_1 - \delta'_1) + A_s \cdot \sigma_{sd} \cdot (d - d') + A'_f \cdot \sigma'_{fd} \cdot (d - c') + A_f \cdot \sigma_{fd} \cdot (h - d' - c') \quad (2.79)$$

Esforços solicitantes adimensionais :

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (2.80)$$

Sendo as equações adimensionais de equilíbrio:

$$v_d = 0,85 \cdot \alpha_1 + \omega' \cdot \frac{\sigma'_{sd}}{f'_{yd}} + \omega \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} + \omega'_f \cdot \frac{\sigma'_{fd}}{f'_{fd}} + \omega_f \cdot \frac{\sigma_{fd}}{f_{fd}} \quad (2.81)$$

$$\mu_d = 0,85 \cdot \alpha_1 \cdot (\xi' - \delta') + \omega \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cdot (\delta_{s1} - \delta'_{s1}) + \omega_f \cdot \frac{\sigma_{fd}}{f_{fd}} \cdot (\delta_{f1} - \delta'_{f1}) \quad (2.82)$$

$$+ \omega'_f \cdot \frac{\sigma'_{fd}}{f'_{fd}} \cdot (\delta'_{f1} - \delta'_{f1})$$

2.4 MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

2.4.1 ABNT NBR 6118:2014

A análise global de segunda ordem fornece os esforços nas extremidades das barras, devendo ser realizada uma análise dos efeitos locais de segunda ordem ao longo dos eixos das barras comprimidas. A determinação dos efeitos locais de segunda ordem deve ser feita de acordo com a esbelteza do pilar. Para barras submetidas a flexo-compressão normal o cálculo pode ser feito pelo método geral ou por métodos aproximados.

- Método Geral

Consiste na análise não linear de segunda ordem efetuada com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real em cada seção e consideração da não linearidade geométrica de maneira não aproximada. O Método Geral é obrigatório para $\lambda > 140$.

- Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada

Este método pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica. O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d,\text{total}} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.83)$$

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

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (2.84)$$

$$v = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) \quad (2.85)$$

onde: h é a altura da seção na direção considerada e v é a força normal adimensional, o momento $M_{1d,A}$ é o valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A apresentando com o coeficiente α_b no item 2.2.4.

- Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica deve ser considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal.

A não linearidade física deve ser considerada através de uma expressão aproximada da rigidez. O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$M_{Sd,\text{tot}} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \cdot \kappa / v}} \geq M_{1d,A} \quad (2.86)$$

Para o cálculo da rigidez adimensional κ utiliza-se a expressão 2.38:

$$\kappa_{\text{aprox}} = 32 \cdot \left(1 + 5 \frac{M_{\text{Rd,tot}}}{h \cdot N_d} \right) \cdot \nu \quad (2.87)$$

O processo aproximado acima, em um caso de dimensionamento, recai na formulação direta apresentada na Equação 2.88.

$$M_{\text{Sd,tot}} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} \quad (2.88)$$

$$a = 5 \cdot h \quad (2.89)$$

$$b = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_c^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{\text{Id,A}} \quad (2.90)$$

$$c = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{\text{Id,A}} \quad (2.91)$$

- Método do Pilar-Padrão acoplado a diagramas M, N, $1/r$

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

2.4.2 ACI 318:2014

O ACI 318: 2014 recomenda a consideração da existência de um momento mínimo devido a imperfeições locais para pilares esbeltos. Portanto, mesmo cargas aplicadas no eixo são sujeitas a uma excentricidade mínima, devendo ser prevista na verificação de segurança. A metodologia utilizada consiste na obtenção do efeito momento fletor total, através da amplificação do momento fletor de primeira ordem, utilizando um fator de majoração. Esse método recomenda que elementos comprimidos sejam projetados para uma carga axial P_u e um momento amplificado M_u pelos efeitos da curvatura do pilar, como é mostrado nas Equações 2.92 e 2.93.

$$M_u = \delta_{ns} \cdot M_1 \quad (2.92)$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} \geq 1 \quad (2.93)$$

onde: δ_{ns} é o coeficiente de amplificação do momento de primeira ordem M_I , C_m é o equivalente ao α_b da norma brasileira e também igual 1, P_u é considerada igual a carga de ruína a ser obtida nos ensaios e P_c é carga crítica de flambagem.

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_e^2} \quad (2.94)$$

l_e é o comprimento de flambagem do pilar; EI é a rigidez sendo calculada pela Equação 2.95:

$$EI = \frac{(0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (2.95)$$

E_c é o módulo elasticidade do concreto; I_g é a inércia da seção de concreto; E_s é o módulo de elasticidade do aço; I_{se} é o momento de inércia do aço; β_{dns} é a razão entre o máximo fator de carga suportado e o máximo fator de carga associado a mesma combinação de cargas, e não deve ser maior que 1.

Considerando que o momento de primeira ordem M_I é igual o produto da carga axial pela excentricidade de primeira ordem e o momento M_u é o produto da mesma carga pela excentricidade de segunda ordem, a expressão (2.96) pode ser escrita em função dessas excentricidades:

$$e_2 = \delta_{ns} \cdot e_1 \quad (2.96)$$

Portanto, a excentricidade total, segundo este método:

$$e_t = (1 + \delta_{ns}) \cdot e_1 \quad (2.97)$$

2.4.3 *fib* Model Code 2010 (MC2010)

Para a avaliação dos efeitos de segunda ordem o MC2010 propõe um método que terá que ser ajustado dependendo do nível de precisão que se pretende na análise e nos resultados obtidos para o dimensionamento dos elementos estruturais.

Nesse método o momento fletor é calculado com base no esforço de cálculo e a excentricidade máxima devida às imperfeições, Equação 2.98. Considerando o estado de deformação da estrutura devido aos efeitos de primeira ordem e a deformação da compressão dos elementos.

$$M_d = -N_d \cdot e_d \quad (2.98)$$

onde: e_d é a excentricidade máxima, corresponde a distância entre a resultante do esforço axial de cálculo e o eixo axial na posição deformadas do elemento vertical, e pode ser determinada pela Equação 2.99.

$$e_d = e_{0d} + e_{1d} + e_{2d} \quad (2.99)$$

onde: e_{0d} é a excentricidade resultante das imperfeições, calculado pela Equação 2.100.

$$e_{0d} = \max \left\{ \begin{array}{l} \alpha_i \cdot l_0 / 2 \\ d / 30 \end{array} \right. \quad (2.100)$$

onde: l_0 é o comprimento de flambagem do elemento comprimido; α_i é a rotação da fundação do elemento; e_{1d} é a excentricidade de primeira ordem, calculado pela Equação 2.101.

$$e_{1d} = \frac{M_{1d}}{-N_d} \quad (2.101)$$

onde: M_{1d} é o momento de cálculo de primeira ordem e N_d é o esforço axial de cálculo; e_{2d} é a excentricidade resultante da deformação do elemento sujeito à compressão, determinada pela Equação 2.102.

$$e_{2d} = k_d \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad (2.102)$$

onde: k_d é a curvatura máxima de cálculo, determinada pela Equação 2.103.

$$k_d = \frac{\varepsilon_{sd} - \varepsilon_{sd}'}{d - c'} \quad (2.103)$$

onde: c ou c' é um fator de integração que considera a curvatura da distribuição dos momentos ao longo do comprimento do elemento. Para este parâmetro o MC(2010) apresenta quatro níveis de aproximação, onde em cada nível as expressões possibilitam a determinação de um valor mais exato da curvatura:

- 1º Nível de aproximação

Assume-se $c = \pi^2$ e as extensões são calculadas de acordo com esta curvatura máxima (Equação 2.104):

$$\varepsilon_{sd} = \frac{f_{yd}}{E_s} e \varepsilon_{sd}' = -\frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.104)$$

- 2º Nível de aproximação

A aproximação do valor da curvatura máxima é dada por:

$$k_d = \left(\frac{n_u - n_d}{n_u - n_{bal}} \right) \cdot \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} \quad (2.105)$$

onde:

$$n_u = 1 + \omega \quad (2.106)$$

$$n_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.107)$$

onde: n_{bal} tem valor igual a 0,4, representa o momento reduzido para o esforço axial máximo.

- 3º Nível de aproximação

O fator de integração c é calculado através da combinação dos valores dos fatores de integração c_i de cada ação.

- 4º Nível de aproximação

Este nível é o mais rigoroso para o cálculo dos efeitos de segunda ordem, nele é proposto uma análise não linear.

2.5 MATERIAIS COMPÓSITOS

Com o avanço da tecnologia, surgiram novos materiais para o reforço e reabilitação de estruturas. Após vários estudos, conjugando diversos materiais, desenvolveram-se novos materiais compósitos. Dentre estes materiais, destacam-se os FRP (CARVALHO, 2010).

Os materiais compósitos de FRP são constituídos por duas fases: fase contínua (matriz) responsável por manter as fibras na posição pretendida e protegê-las dos agentes ambientais e a fase dispersa (resistente) constituída por fibras (Figura 2.9). São materiais anisotrópicos com um comportamento elástico linear até a ruptura.

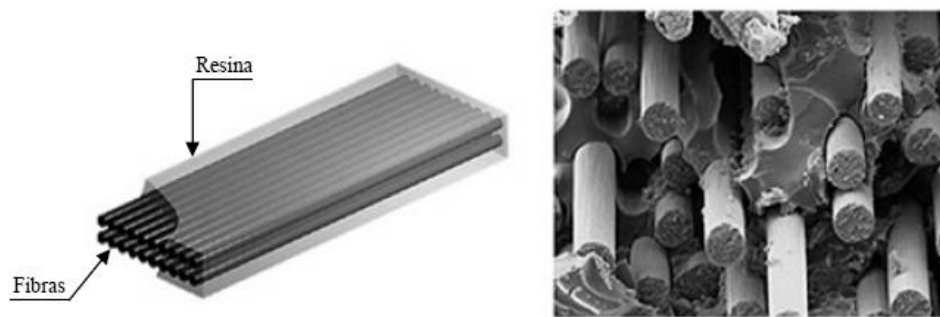


Figura 2.9 – Fases constituintes dos materiais compósitos de FRP (AZEVEDO, 2011)

A forma como os compósitos se comportam e suas propriedades não são dependentes apenas das características de cada constituinte, matriz e fibras, mas também da quantidade relativa, do arranjo estrutural e da interação entre eles. Cada combinação resulta em um grupo específico de propriedades do compósito. Essa variedade de combinações permite aos materiais compósitos grande versatilidade quando utilizado conforme recomendações técnicas (SILVA FILHO, 2005).

Existem várias vantagens e razões em sua utilização, como por exemplo: são resistentes a corrosão, apresentam elevada resistência com baixo peso (normalmente o peso dos sistemas compósitos não é levado em consideração nos projetos de reforço estrutural), rapidez e praticidade na execução e resistência à fadiga.

Segundo Santos (2014), apesar da utilização dos polímeros reforçados com fibras ter se mostrada prática e eficiente, as seguintes desvantagens ainda podem ser citadas: são sistemas desprotegidos de cargas de impacto (colados externamente); apresentam perda de desempenho a elevadas temperaturas; apresentam ruptura precoce pelo descolamento do reforço ou pelo destacamento do concreto de cobertura, em estruturas reforçadas à flexão; exigência de mão de obra especializada.

De acordo com Machado e Machado (2015) os sistemas FRP disponíveis para o reforço de estruturas de concreto armado, podem-se classificar da seguinte forma:

- Sistemas pré-curados – são sistemas manufaturados em diversas formas por laminação ou pultrusão e são colados diretamente no elemento estrutural a ser reforçado, são caracterizados por sua disposição unidirecional. Estão disponíveis em três formas: folhas laminadas de material unidirecional (fornecidas em forma de

placas largas ou em forma de fitas finas fornecidas em enroladas sob a forma de bobinas); grades (multidirecionais); ou cascas;

- Sistemas aplicados por via úmida – são manufacturados com as fibras distribuídas em uma ou mais direções, como os tecidos e as folhas, e impregnados com a resina no local de aplicação;
- Sistemas pré-impregnados – são sistemas manufacturados com as fibras unidireccionais ou multidireccionais, como as folhas ou tecidos, são pré-impregnados por ocasião de sua fabricação com resina parcialmente polimerizada e que deverão ser coladas ao elemento estrutural a ser reforçado por meio de resinas adicionais.

2.5.1 Matriz

A principal função da matriz no material compósito é manter o arranjo das fibras, atuando como o meio através do qual as solicitações externas são transmitidas e distribuídas para as fibras. A função secundaria da matriz é atuar como elemento de proteção mecânica e ambiental, além de promover resistência lateral contra espalhamento da fibra submetida a carregamento de compressão. As matrizes podem ser poliméricas, metálicas ou cerâmicas. As matrizes poliméricas, também designadas de resinas, podem ser termofixas ou termoplásticas (SILVA FILHO, 2005).

Nas resinas termofixas o compósito é curado pela ação de calor ou por tratamento químico, e se transforma num produto infusível ou insolúvel, com uma estrutura molecular tridimensional complexa. Nas termoplásticas, o compósito torna-se um produto plástico quando aquecido e rígido quando arrefecido, com uma estrutura molecular disposta linearmente. Por essas diferenças, a escolha da matriz influencia no custo final do FRP, sendo a termofixado tipo epóxi a mais preferida e também a mais cara (ARQUEZ, 2010).

2.5.2 Fibras

Segundo Santos (2014), no sistema compósito as fibras são as principais responsáveis por sua resistência. No mercado existe uma grande variedade de fibras, entretanto, as mais usadas comercialmente para o reforço e/ou recuperação estrutural são as de carbono, vidro e aramida. Essas fibras constituem, respectivamente, os compósitos PRFC (Polímero Reforçado com Fibras de Carbono), PRFV (Polímero Reforçado com Fibras de Vidro) e PRFA (Polímero Reforçado com Fibras de Aramida). Visto que o assunto desenvolvido

neste trabalho diz respeito ao reforço com fibras de carbono, apenas estas serão apresentadas com maior detalhe.

O funcionamento mecânico das fibras é semelhante ao das barras de aço numa estrutura de concreto armado. Quando a carga é aplicada numa estrutura, o primeiro elemento a ser solicitado é o concreto, posteriormente a armadura interna (barras de aço) e finalmente as fibras do compósito (PÉREZ, 2014).

As fibras de carbono resultam do processo de produção através da carbonização com temperatura entre 1000 °C e 1500 °C de fibras orgânicas como o poliacrilonitril (PAN), fibras de rayon ou com base no alcatrão derivado do petróleo ou do carvão. Após esta carbonização, “os átomos de carbono se apresentam perfeitamente alinhados ao longo da fibra precursora, conferindo extraordinária resistência mecânica ao produto final” (MACHADO, 2010).

O módulo de elasticidade e a resistência das fibras de carbono podem variar significativamente controlando-se a temperatura no processo de fabricação. Quanto maior for a temperatura em que o processo de produção das fibras de carbono for realizado maior será o seu módulo de elasticidade. Aumentando-se o módulo de elasticidade ocorre uma redução na resistência e na deformação de ruptura (CARRAZEDO, 2002).

2.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE TÉCNICAS DE REFORÇO USANDO MATERIAIS COMPÓSITOS DE CFRP

O reforço de estruturas de concreto armado com a aplicação de materiais compósitos de CFRP tem sido realizado através das técnicas de reforço por colagem externa, denominada na literatura internacional por técnica *Externally Bonded* (EB) e a técnica da colagem do reforço em aberturas executadas na camada de cobrimento do concreto, denominada na literatura internacional de *Near Surface Mounted* (NSM). Em ambas as técnicas de reforço, a ligação do CFRP ao concreto é efetuada com recurso a um adesivo epóxi.

No contexto do reforço estrutural, as primeiras aplicações em engenharia civil com materiais compósitos de CFRP foram realizadas recorrendo à técnica EB. A técnica NSM é

mais recente e surgiu como alternativa à técnica EB. Um de seus objetivos é o de impedir a ruptura prematura que tipicamente ocorre em elementos estruturais reforçados com a técnica EB (o descolamento do CFRP). Os modos de ruptura prematuros estão diretamente associados à perda de aderência entre o material de reforço e o substrato do concreto.

2.6.1 *Externally Bonded (EB)*

Esta técnica consiste na colagem do reforço do CFRP nas faces externas dos elementos estruturais a serem reforçados. Os compósitos de CFRP usados para reforço com a utilização da colagem externa à estrutura são as lâminas, mantas ou tecidos.

A técnica EB pode ser utilizada para o reforço ao esforço cortante (cisalhamento) de vigas, reforço à flexão de vigas, lajes e pilares, e reforço ao confinamento de pilares (encamisamento total ou parcial). No reforço à flexão dos elementos estruturais de concreto armado, os CFRP devem ser colocados de modo a combater as tensões normais de tração.

Para o caso de pilares, que é o elemento estrutural a ser estudado neste trabalho, o reforço pela técnica EB pode ser realizado de duas formas distintas, em função do esforço que se pretende minimizar, sendo eles: aumentar a resistência do elemento à flexão e aumentar a resistência do elemento à compressão axial. Para o aumento a resistência à flexão dos pilares, o reforço deverá ser aplicado nas faces tracionadas. Para o aumento da resistência a compressão axial o pilar deverá ser reforçado ao confinamento. A Figura 2.10 mostra o esquema de reforço ao confinamento de pilares, sugerido por TENG *et al.*, 2002. A Figura 2.11 mostra o reforço de pilares ao confinamento.

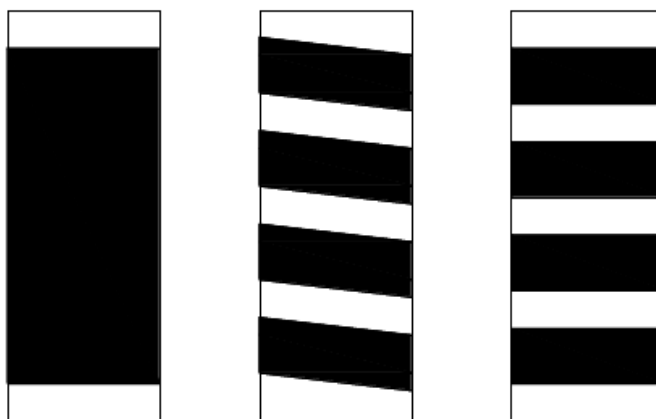


Figura 2.10 – Esquemas de encamisamento de pilares (TENG *et al.*, 2002)



Figura 2.11– Reforço de pilares ao confinamento
<<http://www.structuremag.org/?p=8643>>

Segundo Pérez (2014), se houver necessidade de reforçar o elemento para os esforços de flexão e para o confinamento, o primeiro reforço a ser instalado sobre o elemento será o reforço à flexão, sendo necessário um sistema de colagem bastante eficiente para uma adequada transferência de esforços entre os meios aderidos, assegurando a “colagem crítica”, ou seja, uma eficiente colagem entre o compósito e o concreto. Para o confinamento exige-se mais uma condição de contato eficiente entre o concreto e o sistema composto, caracterizando a condição de “contato íntimo”.

A técnica de colagem externa (EB) apresenta como desvantagem o fato do reforço estar fixado na superfície externa, estando dessa maneira vulnerável à sua degradação, principalmente, por causa das condições ambientais, como incêndios, temperaturas elevadas, radiação ultravioleta, umidade ou até mesmo a atos de vandalismo. Neste sistema de reforço frequentemente são identificadas rupturas prematuras.

Garcez (2007) explica que para a colagem externa de polímeros reforçados com fibras é necessário tomar alguns cuidados específicos em relação ao preparo da superfície que irá receber o reforço, devendo ela ser desgastada para que a nata de cimento superficial seja retirada e, além disso, deve estar limpa para garantir a aderência do compósito à superfície de concreto.

Se possivelmente existirem irregularidades na parte exterior do concreto, devem ser realizadas reparações antes de o reforço ser instalado, evitando assim que uma possível concentração de tensões em pontos localizados venha a prejudicar a ação do compósito, podendo ser arrancado do membro reforçado a partir destes pontos. Substratos de concreto

que estejam com sinais de deterioração ou apontem que a armadura interna esteja corroída não podem receber compósitos de fibras. Sendo essencial a restauração do substrato antes que o reforço seja instalado (GARCEZ, 2007).

2.6.2 *Near Surface Mounted* (NSM)

Esta técnica consiste na instalação do reforço de CFRP em aberturas executadas no elemento de concreto, localizada no cobrimento das armaduras, ou seja, entre a face externa do concreto e a armadura mais externa da peça. Nesta técnica, o reforço é empregado em forma de laminados e de barras lisas ou nervuradas de CFRP. A técnica NSM pode ser utilizada para o reforço à flexão de vigas, lajes e pilares, reforço ao cisalhamento de vigas, etc.

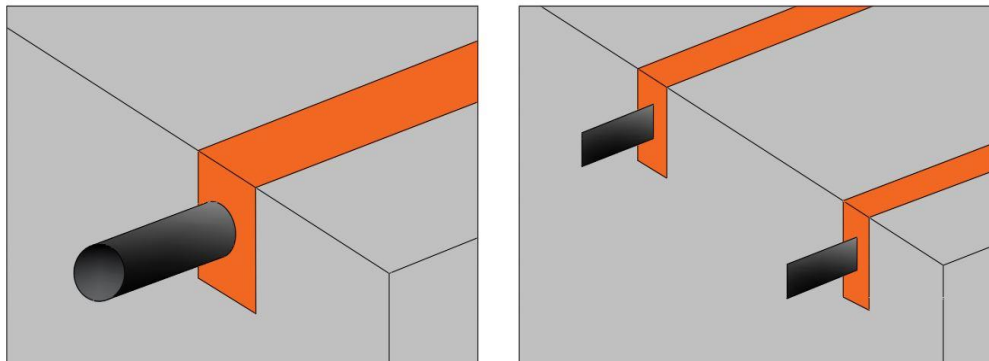


Figura 2.12– Barras e laminados de FRP aplicados na técnica NSM



Figura 2.13 – Reforço a flexão de pilares pela técnica NSM (GAJDOSOVA, 2010).

Por estar inserido nas aberturas executadas da camada de cobrimento da armadura o reforço fica protegido de ações de vandalismo, além disso, assegurando uma maior proteção contra o fogo, eficácia do reforço e impedindo a sua deterioração por radiação ultravioleta. O reforço fica quase imperceptível fazendo com que a estética final do elemento reforçado permaneça praticamente inalterada.

Silva (2013) fez uma comparação entre a técnica EB e a NSM para o mesmo reforço com laminado, como é mostrado na Figura 2.14. Segundo a autora o reforço na técnica NSM por apresentar dupla área de aderência permite uma maior fixação do polímero reforçado com fibra ao concreto, o que pode indicar um retardamento ou até mesmo evitar a ruptura prematura do CFRP que tipicamente ocorre na técnica EB. Além disso, na técnica NSM não é necessária a preparação da superfície para receber o reforço, pois o reforço é inserido nas aberturas, ao contrário do que ocorre na técnica de colagem externa.

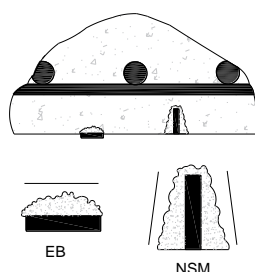


Figura 2.14 – Comparação entre as técnicas EB e NSM para o mesmo reforço (SILVA, 2013)

Segundo Dias (2008), a execução da técnica de reforço NSM com CFRP baseia-se nos seguintes procedimentos: execução do entalhe na face do elemento a reforçar, limpeza do entalhe com ar comprimido, corte e limpeza do CFRP com acetona, produção do adesivo epóxi segundo as recomendações do fabricante, preenchimento do entalhe com o adesivo, aplicação do adesivo nas faces do FRP, introdução do CFRP no entalhe e por último a remoção do adesivo em excesso.

2.7 MODOS DE RUÍNA EM PEÇAS SUBMETIDAS A FLEXÃO

Ao se executar um reforço estrutural, uma das preocupações fundamentais é a de se obter uma ligação eficiente entre os materiais de reforço e o elemento estrutural a ser reforçado, de forma a garantir um correto funcionamento do conjunto. Muitos estudos têm sido realizados, para estudar o comportamento de estruturas reforçadas com CFRP. Nesses

estudos foram verificados modos de ruína que podem limitar o aumento de resistência produzido pelo reforço.

Segundo Machado e Machado (2015) em elementos de concreto armado a resistência à flexão, depende do modo de como a ruptura ocorrerá. Para elementos reforçados com compósitos de CFRP, poderão ocorrer as seguintes rupturas:

- Esmagamento do concreto antes que ocorra o escoamento do aço;
- Escoamento do aço na tração seguindo pela ruptura do sistema CFRP;
- Escoamento do aço na tração seguindo do esmagamento do concreto;
- Deslocamento do cobrimento de concreto, causado por tensões de tração e cisalhamento;
- Descolamento do sistema CFRP do substrato do concreto.

O deslocamento do cobrimento do concreto, ou o descolamento do reforço CFRP poderá ocorrer se os esforços atuantes no sistema CFRP não puderem ser absorvidos pelo substrato do concreto (MACHADO E MACHADO 2015). Os modos de ruptura prematuros estão diretamente associados à perda de aderência entre o material de reforço e o substrato do concreto

Para elementos estruturais reforçados pela técnica NSM, reforço colado internamente, os dois modos de ruptura mais comuns são o descolamento do reforço devido à ruptura do adesivo e o deslocamento do concreto em torno do reforço com CFRP. Não há estudos que falam especificamente dos modos de ruptura que ocorrem em pilares reforçados pela técnica NSM.

2.8 PESQUISAS REALIZADAS SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

2.8.1 ADORNO (2004)

Adorno (2004), em sua tese de doutorado, desenvolveu um trabalho teórico-experimental de pilares de concreto armado de seção retangular, submetidos a flexo-compressão normal. A autora utilizou como base teórica o método desenvolvido por Mello (2003).

O programa experimental foi dividido em duas séries: PSA e PCA4, sendo pilares sem armadura e pilares com armadura, respectivamente. A série PSA foi constituída por quatro pilares e a série PCA4 por oito. Todos os pilares possuíam seção transversal retangular de 250 mm x 120 mm, com o momento fletor atuando na menor inércia da seção, e comprimento tal de 2000 mm. A Figura 2.15 mostra as dimensões dos pilares ensaiados.

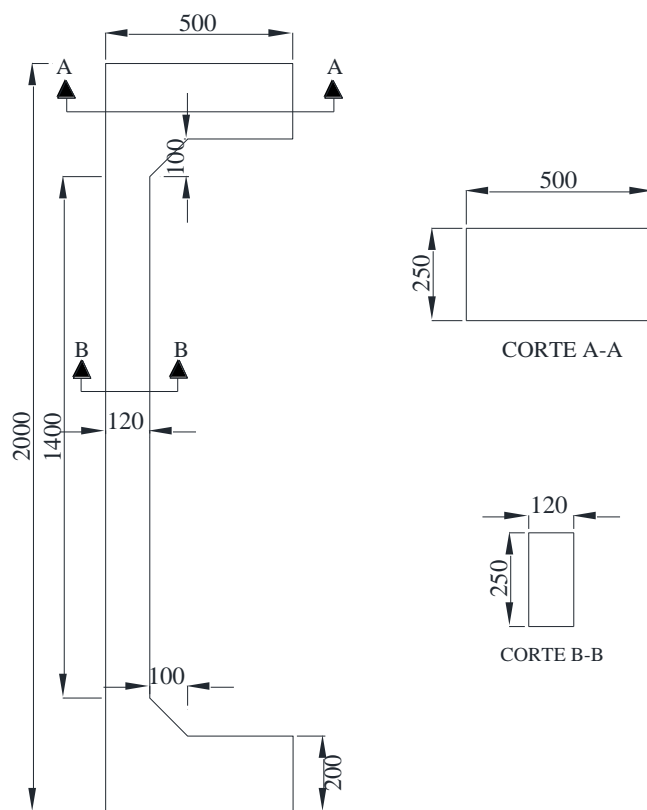


Figura 2.15 – Dimensões dos pilares em mm (ADORNO, 2004).

Os pilares da série PSA, tinham o objetivo de estudar a parcela de contribuição do concreto na capacidade resistente à flexão composta normal, e compreendeu ensaios à ruína de pilares em concreto simples, sem armaduras longitudinal e transversal. Os pilares desta série apresentavam armação apenas em suas extremidades, armaduras de fretagem com diâmetro de 5 mm, no intuito de evitar ruptura localizada destas regiões.

A Série PCA4 envolveu o estudo de seções em concreto armado, com armadura longitudinal composta de quatro armaduras longitudinais com diâmetro de 10 mm e armadura transversal composta de estribos de 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 100

mm na região central e 50 mm na região próxima aos extremos. A Tabela 2.2, mostra as características e identificação dos pilares ensaiados por Adorno (2004).

Tabela 2.2 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ADORNO, 2004)

Série	Pilares	$e_{inicial}$ (mm)	As (cm ²)	Armadura Transversal
PSA	PSA – 15a	15	0	-
	PSA – 15b	15		
	PSA – 20	20		
	PSA – 30	30		
PSA4	PCA4 – 0	0	3,14 (4 Ø10)	Ø 5,0 c/ 10 cm
	PCA4 – 15 (2)	15		
	PCA4 – 15a	15		
	PCA4 – 15b	15		
	PCA4 – 20	20		
	PCA4 – 25	25		
	PCA4 – 30a	30		
	PCA4 – 30b	30		

Todos os pilares apresentavam 2 consolos , com o objetivo de permitir a aplicação e transmissão da força excêntrica para o pilar e provocar um momento fletor na região central, sendo um na base e um no topo. O detalhamento das armaduras dos pilares da série PSA e da série PCA4 são apresentados nas Figura 2.16 e Figura 2.17, respectivamente.

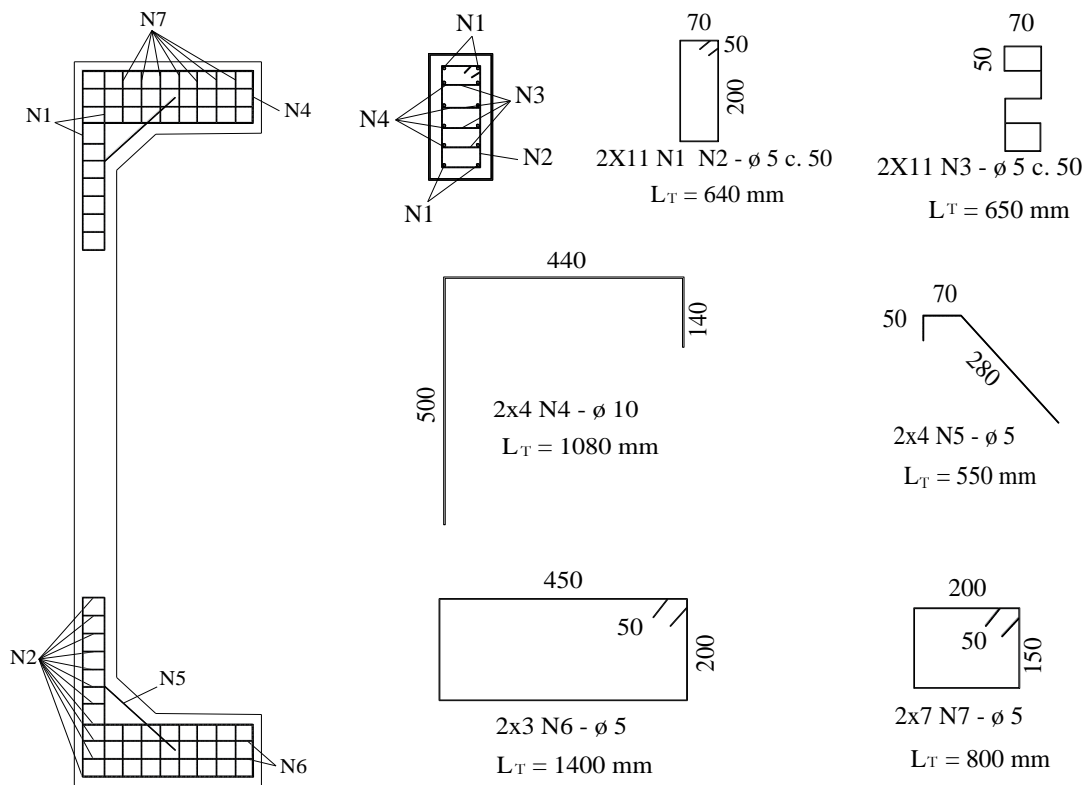


Figura 2.16 – Detalhamento das armaduras da Série PSA (ADORNO, 2004)

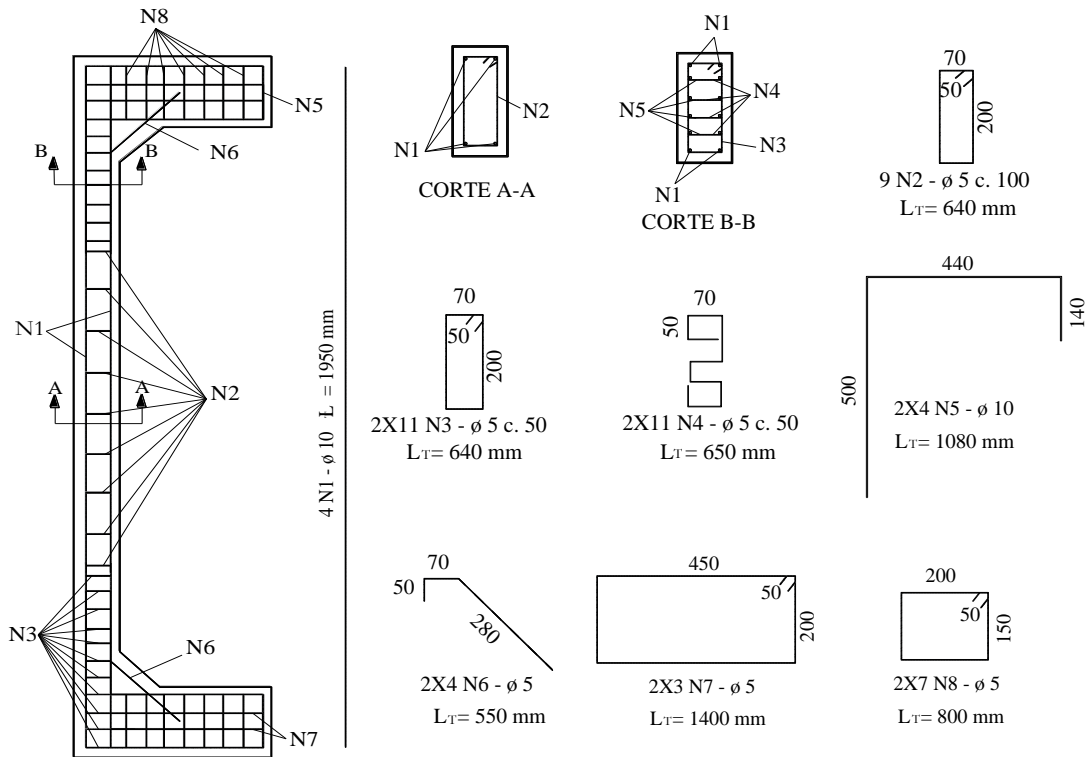


Figura 2.17 – Detalhamento das armaduras da Série PCA4 (ADORNO, 2004)

A autora adotou um modelo do tipo bi-articulado, com excentricidades iguais nas duas extremidades. A Tabela 2.3 mostra o resumo dos resultados experimentais dos pilares ensaiados por Adorno (2004).

Tabela 2.3 – Resultados dos modelos ensaiados por (ADORNO, 2004)

Série	Pilares	f_c (MPa)	F_u (kN)	$e_{inicial}$ (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
PSA4	PCA4 – 0	40,1	-	0	-	-
	PCA4 – 15 (2)	31,5	421	15	47,85	20.145
	PCA4 – 15a	38,8	553	15	35,02	19.366
	PCA4 – 15b	40,2	566	15	30,83	17.450
	PCA4 – 20	40,7	460	20	31,20	14.352
	PCA4 – 25	42,1	360	25	35,95	12.942
	PCA4 – 30a	40,5	291	30	48,04	13.980
	PCA4 – 30b	41,3	298	30	47,15	14.051

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

Com os resultados experimentais a autora obteve as funções experimentais de resistência equivalente do concreto que foram comparadas com as estimativas teóricas propostas por Mello (2003). Os resultados demonstraram a consistência do método utilizado. A função empírica de resistência equivalente do concreto na armadura mais comprimida foi a que mais se aproximou da teórica, com valor médio da relação função empírica com a experimental próximo da unidade.

Todos os resultados forças e dos momentos experimentais foram calculados através das deformações do aço e do concreto em função da curva de tensão deformação e comparados com os valores teóricos propostos pelo método de Mello (2003). Adorno (2004) verificou que a variação de parâmetros de ensaio como a excentricidade inicial e taxa de armadura longitudinal pouco influenciaram na tensão de tração que foi comprovado com a fissuração em estágio de carregamento avançado dos pilares com menor excentricidade inicial.

Adorno (2004) concluiu que as funções do método propostas por Mello (2003) dependem somente da disposição das armaduras, e não leva em conta parâmetros como diferenças de resistência do concreto, tipo de vinculação da peça e o índice de esbeltez.

2.8.2 ARAÚJO (2004)

Araújo (2004) realizou um estudo teórico experimental com nove pilares de concreto armado submetidos à flexão normal composta, para diferentes excentricidades de aplicação da carga e taxas de armadura, com o propósito de contribuir para a análise da formulação matemática do método de Mello (2003). O concreto apresentou uma resistência em torno de 40 MPa.

Os pilares possuíam seção retangular na região entre as mísulas de 250 mm x 120 mm, com um comprimento total de 2000 mm, com consolos nas extremidades. Nas extremidades dos pilares foram usadas armadura de fretagem para reduzir o risco de uma ruptura naquela região. A Tabela 2.4 mostra as características e identificação dos pilares de Araújo (2004).

Tabela 2.4 – Características e identificação dos pilares ensaiados (ARAÚJO, 2004).

Série	Pilares	$e_{inicial}$ (mm)	Armadura Longitudinal	As (mm ²)	ρ (%)	f_c (MPa)
1	PSA – 40	40	-	-	-	42,7
	PSA – 50	50				42,7
	PSA – 60	60				42,7
2	PCA4 – 40	40	4 Ø 10,0	314	1,05	45,8
	PCA4 – 50	50				45,8
	PCA4 – 60	60				45,8
3	PCA6 – 40	40	6 Ø 10,0	471	1,57	42,7
	PCA4 – 50	50				42,7
	PCA4 – 60	60				42,7

O sistema de ensaio usado por Araújo (2004) foi baseado no programa experimental proposto por Adorno (2004), por apresentar bons resultados.

Para a armadura longitudinal dos pilares a autora utilizou barras nervuradas com diâmetro de 10 mm. A armadura transversal foi composta por estribos de diâmetro nominal de 5mm, com espaçamento de 100 mm na região central, e 50 mm, próximo às extremidades da peça. O detalhamento das armaduras dos pilares ensaiados por Araújo (2004) são mostradas nas Figura 2.18 e Figura 2.19.

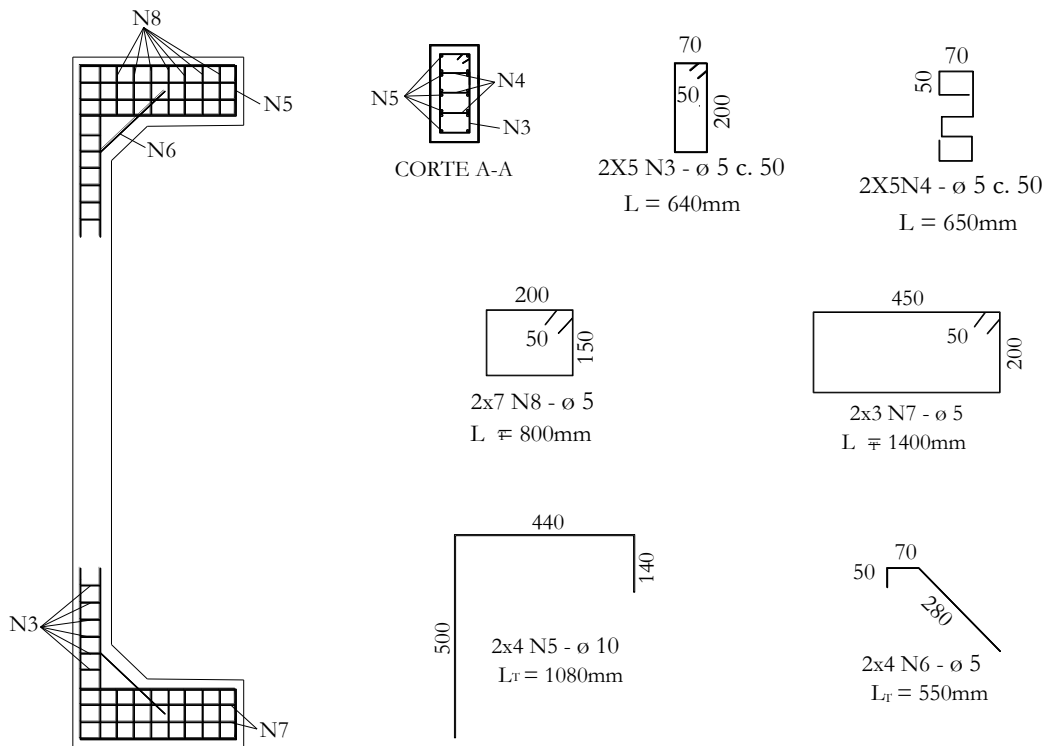


Figura 2.18 – Detalhamento das armaduras da Série 1 (ARAÚJO, 2004)

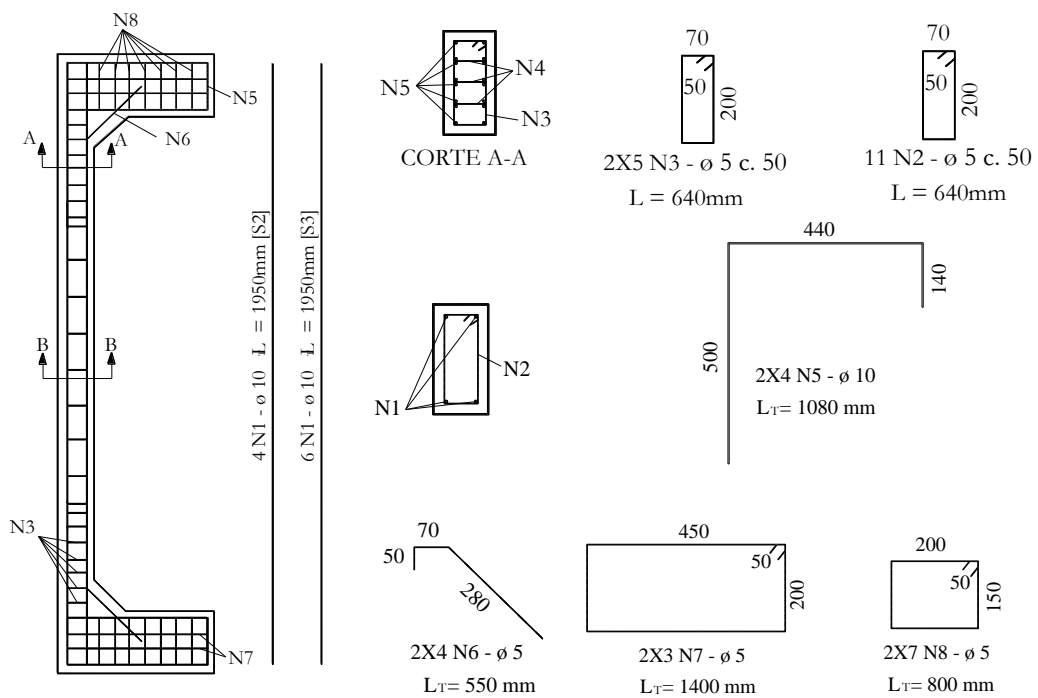


Figura 2.19 – Detalhamento das armaduras das Séries 2 e 3 (ARAÚJO, 2004)

A Tabela 2.5 apresenta os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Araújo (2004).

Tabela 2.5 – Resultados experimentais dos Pilares (ARAÚJO, 2004).

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

A partir das análises dos resultados, Adorno (2004) verificou que com o aumento da taxa de armadura de 1,05% para 1,57% os pilares apresentaram deformações nas armaduras da face tracionada menos comprimida inferiores, para todas as excentricidades aplicadas. Todos os pilares da Série 2, apresentaram deslocamentos centrais, superiores as demais séries.

A autora verificou que nos pilares da série PCA4 e PCA6, as deformações nas armaduras longitudinais na face tracionada (menos comprimida) aumentaram consideravelmente aumentando-se a excentricidade de aplicação de carga, para o mesmo estágio de carregamento. As deformações do concreto na face mais comprimida aumentaram com o aumento da excentricidade para todas as séries de ensaio, no mesmo estágio de carregamento.

Para a verificação com o método de Mello (2003), Araújo (2004) observou que os pilares da série PSA apresentaram melhores resultados em relação às curvas teóricas. Para os pilares das séries PCA4 e PCA6 alguns pontos se aproximaram das curvas teóricas de Mello (2003), enquanto a maioria dos pontos ficaram distantes dos valores teóricos. Houve dificuldade de uma análise mais ampla do comportamento completo da curva experimental em virtude dos pontos das curvas experimentais constituírem apenas um pequeno intervalo na curva teórica, limitando o comportamento completo da curva experimental.

Araújo (2004) concluiu que algumas considerações no modelo teórico poderiam não reproduzir o verificado experimentalmente, mencionando que a aderência perfeita entre a armadura e concreto no ensaio é diferente do modelo.

2.8.3 MELO (2009)

Melo (2009) realizou um estudo experimental e numérico do comportamento até a ruína de pilares birrotulados de concreto armado submetidos a flexo-compressão normal. O trabalho foi desenvolvido no Laboratório Estruturas da Universidade de Brasília - UnB. O programa experimental foi composto por 24 pilares de concreto armado e dividido em três séries. Todos os pilares possuíam seção transversal retangular de 250 mm x 120 mm, resistência do concreto em torno de 40 MPa. A presente pesquisa foi realizada em conjunto com Dantas (2006), que utilizou os dados dos primeiros modelos para a elaboração de sua dissertação de mestrado, e com Santos (2009) que utilizou dados de ensaios compartilhados com esta pesquisa para sua dissertação de mestrado.

O sistema de aplicação de forças e vinculação adotado por Melo (2009) foi de um pilar bi-articulado com excentricidades iguais em suas extremidades na direção de menor inércia da seção transversal, com aplicação de força incremental até a ruína. A Figura 2.20 mostra as dimensões dos pilares ensaiados.

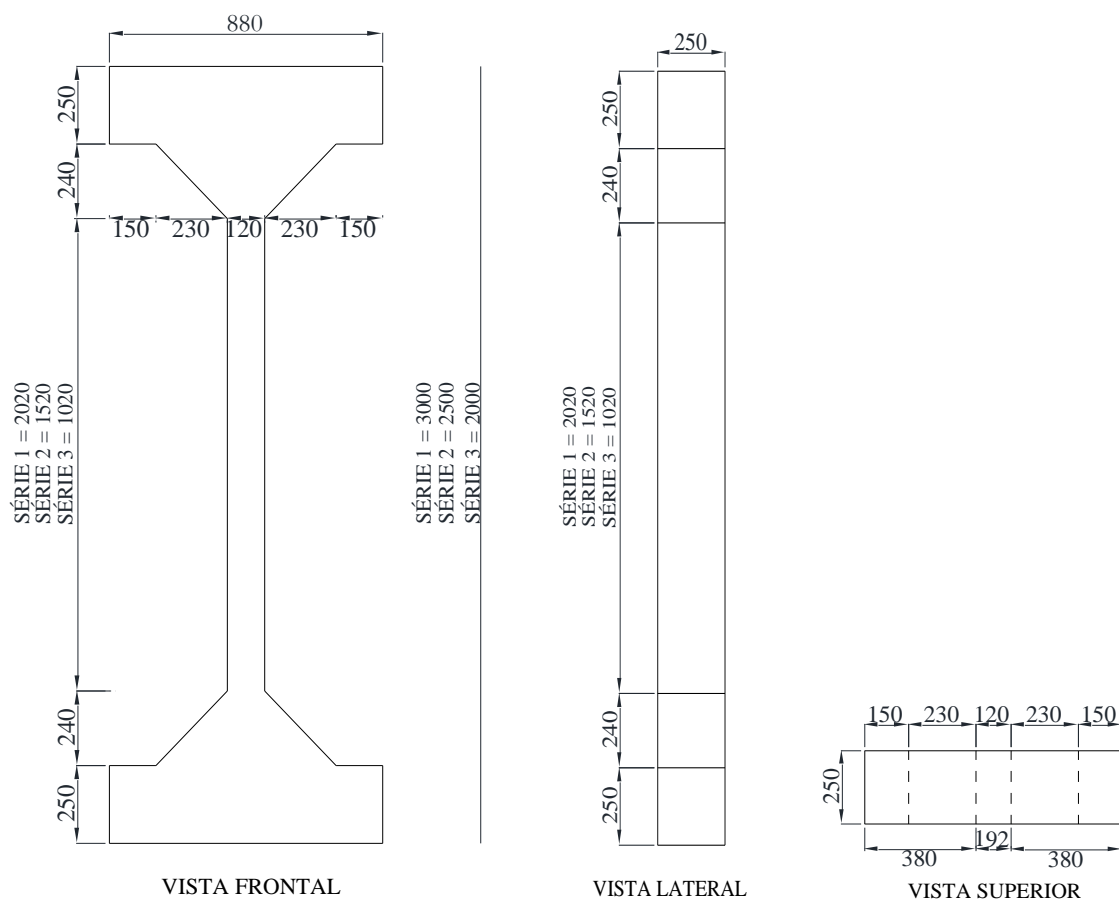


Figura 2.20 – Dimensões em mm dos pilares ensaiados (MELO, 2009)

Para permitir a aplicação da força excêntrica os pilares possuíam quatro consolos, dois na base e dois no topo, esse sistema foi adotado para permitir a análise da rotação do pilar na base e no topo e para facilitar o transporte do pilar, devido à simetria, e facilitando a colocação do pilar no pórtico de ensaios.

Os pilares foram armados com seis barras longitudinais de 10 mm de diâmetro e armadura transversal composta de estribos de 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 10 cm, na região central e 5 cm na região próxima às extremidades. O detalhamento da armadura dos pilares é mostrado na Figura 2.21. A Tabela 2.6 mostra as características e identificações dos pilares ensaiados.

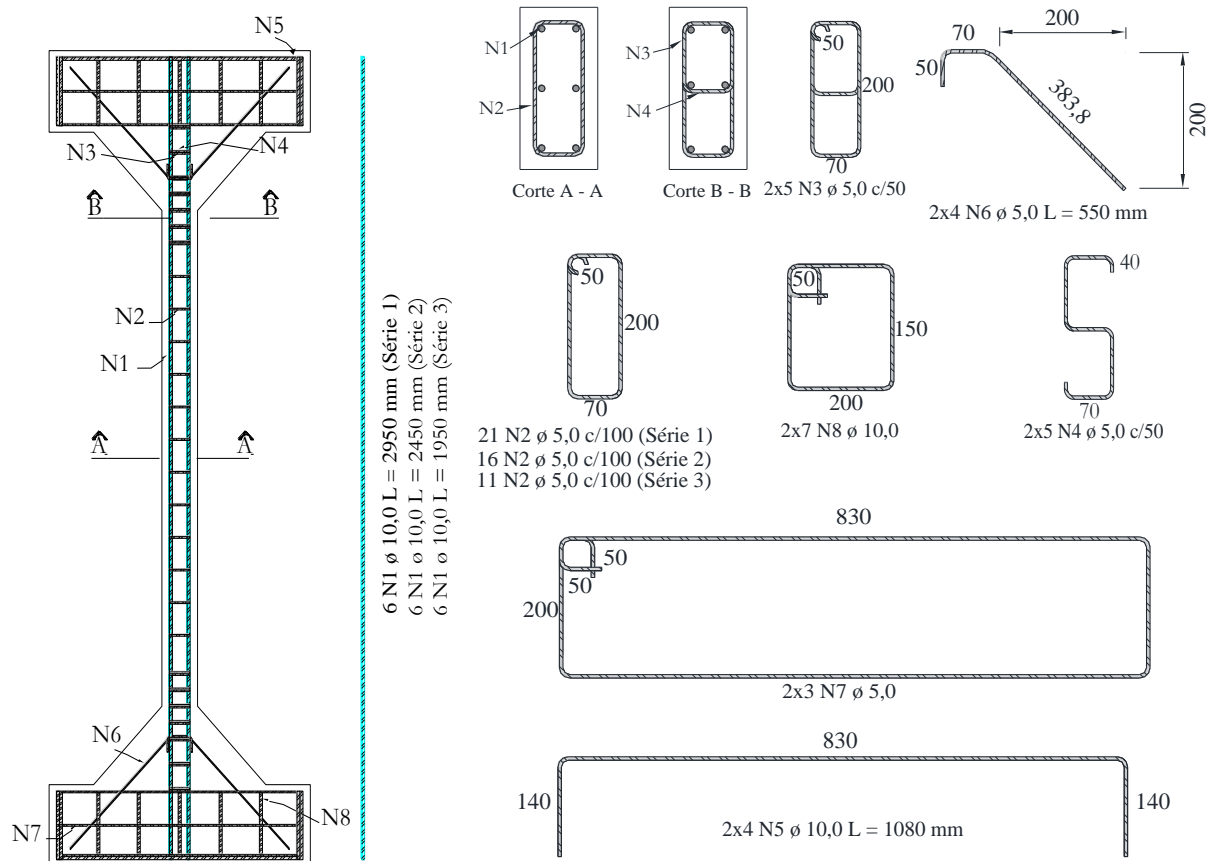


Figura 2.21 – Detalhamento das armaduras dos pilares (MELO, 2009).

Tabela 2.6 – Características e identificação dos pilares ensaiados (MELO, 2009)

Série	Pilares	$e_{inicial}$ (mm)	e/h	λ	L (mm)	A_c (cm ²)	A_s (cm ²)	ρ (%)
1	PFN 0-3	0	0	92,7	3000	300	4,71	1,57
	PFN 6-3	6	0,05					
	PFN 12-3	12	0,10					
	PFN 15-3	15	0,13					
	PFN 18-3	18	0,15					
	PFN 24-3	24	0,20					
	PFN 30-3	30	0,25					
	PFN 40-3	40	0,33					
	PFN 50-3	50	0,42					
	PFN 60-3	60	0,50					
2	PFN 0-2,5	0	0	71,5	2500	300	4,71	1,57
	PFN 15-2,5	15	0,13					
	PFN 24-2,5	24	0,20					
	PFN 30-2,5	30	0,25					
	PFN 40-2,5	40	0,33					
	PFN 50-2,5	50	0,42					
	PFN 60-2,5	60	0,50					
3	PFN 0-2	0	0	52,2	2000	300	4,71	1,57
	PFN 15-2	15	0,13					
	PFN 24-2	24	0,20					
	PFN 30-2	30	0,25					
	PFN 40-2	40	0,33					
	PFN 50-2	50	0,42					
	PFN 60-2	60	0,50					

A Tabela 2.7 mostra o resumo dos resultados experimentais dos pilares ensaiados por Melo (2009).

Tabela 2.7 – Forças de ruína dos pilares ensaiados (MELO, 2009)

Série	Pilares	$e_{inicial}$ (mm)	E_c (GPa)	f_c (MPa)	F_u (kN)
Série 1 (L = 3000 mm)	PFN 0-3	0	28,7	35,8	1053,0
	PFN 6-3	6	32,1	39,6	652,0
	PFN 12-3	12	32,1	39,6	535,0
	PFN 15-3	15	28,7	35,8	460,5
	PFN 18-3	18	30,6	39,7	460,5
	PFN 24-3	24	30,6	39,7	241,0
	PFN 30-3	30	31,5	33,9	254,8
	PFN 40-3	40	31,5	33,9	170,2
	PFN 50-3	50	31,1	37,6	155,0
PFN 60-3	60	31,1	37,6	131,0	
Série 2 (L = 2500 mm)	PFN 0-2,5	0	27,3	45,8	1078,0
	PFN 15-2,5	15	30,0	43,1	670,4
	PFN 24-2,5	24	27,3	45,8	360,8
	PFN 30-2,5	30	30,5	41,6	336,0
	PFN 40-2,5	40	30,5	41,6	246,0
	PFN 50-2,5	50	30,5	41,6	202,2
	PFN 60-2,5	60	30,0	43,1	164,8
Série 3 (L = 2000 mm)	PFN 0-2	0	27,3	45,8	1255,0
	PFN 15-2	15	20,6	38,5	662,0
	PFN 24-2	24	27,3	45,8	456,0
	PFN 30-2	30	20,6	37,2	317,0
	PFN 40-2	40	20,6	37,2	294,0
	PFN 50-2	50	20,6	37,2	232,0
	PFN 60-2	60	20,6	38,5	198,4
* Módulo de elasticidade secante determinado a partir da resistência à compressão do concreto, usando a equação do CEB/90.					

A principal variável dos ensaios realizados foi à excentricidade da força, que mostrou ter grande influência na capacidade de carga dos pilares. Foi observada uma resposta não linear da capacidade resistente em função da esbeltez e excentricidade da aplicação da carga nos pilares.

O autor verificou que os pilares com força centrada apresentaram ruína brusca com ruptura do concreto na região central dos pilares, com um pilar apresentando ruína na região do consolo. Os demais pilares apresentaram ruína por flexo-compressão na região central dos pilares. Ocorreram ruínas típicas dos domínios 5, 4, 4a, e 3. O sistema de ensaio mostrou-se adequado, sendo recomendado para ensaios futuros.

Foi verificado também que à medida em que se reduz a excentricidade inicial aplicada aumenta-se o conservadorismo das previsões de força para todos os métodos aproximados.

Ressaltando que a medida que se reduz a excentricidade inicial as imperfeições geométricas passam a apresentar uma maior parcela na excentricidade inicial total aplicada. O autor verificou ainda que se faz necessário realizar um estudo mais amplo de pilares com excentricidade reduzida.

2.9 PESQUISA EXPERIMENTAL SOBRE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM CFRP SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO – GAJDOSOVA (2010)

Gajdosova (2010) realizou um estudo experimental e numérico de pilares esbeltos de concreto armado reforçados com CFRP aplicados longitudinalmente utilizando a técnica de reforço NSM e pilares reforçados ao confinamento com CFRP com encamisamento parcial através da técnica EB. A análise numérica foi realizada utilizando o programa ATENA 3D. O trabalho foi desenvolvido na Universidade Eslovaca de Tecnologia em Bratislava.

Os pilares foram ensaiados até a ruptura sob carga de compressão excêntrica, com excentricidade inicial de 40 mm e apresentavam índice de esbeltez $\lambda = 95$. O objetivo era determinar o método de reforço mais eficaz para pilares esbeltos de concreto armado. Todos os pilares apresentavam seção transversal de 150 mm x 210 mm e um comprimento total de 4100 mm.

O programa experimental foi composto de 8 pilares e dividido em quatro séries. A primeira série foi composta por pilares não reforçado (C1 e C2), a segunda série por pilares reforçados com laminados de CFRP aplicados longitudinalmente através da técnica de reforço NSM (C3 e C4), a terceira série por pilares reforçados com tecidos de CFRP dispostos transversalmente ao eixo longitudinal formando envoltórios (confinamento), aplicados através da técnica EB (C5 e C6) e a última série por pilares reforçados pela combinação destas duas técnicas de reforço (C7 e C8). A Tabela 2.8 mostra as características e identificação dos pilares de Gajdosova (2009).

Tabela 2.8 – Características e identificação dos pilares ensaiados (GAJDOSOVA, 2009).

Série	Pilares	$e_{inicial}$ (mm)	e/h	λ	Armadura Longitudinal	ρ (%)	f_c (MPa)	Técnica de Reforço	
1	C1	40	0,27	95	8 Ø 10,0	2,0	32	Sem Reforço	
	C2								
2	C3							NSM	
	C4								
3	C5								EB
	C6								
4	C7							Combinação NSM + EB	
	C8								

A armadura transversal dos pilares era composta por estribos com diâmetro de 6 mm espaçados a cada 150 mm na região central e 30 mm na região próxima as extremidades.

A Figura 2.22 mostra detalhes da geometria, carregamento e das armaduras dos pilares.

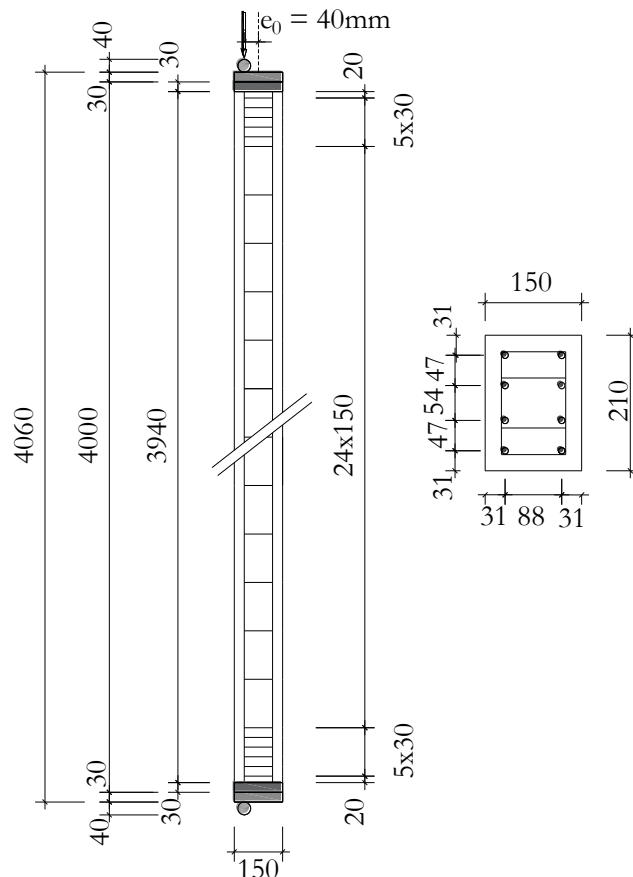


Figura 2.22 – Geometria, carregamento e armaduras dos pilares, dimensões em mm (GAJDOSOVA, 2010)

Para os pilares reforçados pela técnica NSM, foram usados laminados de CFRP com espessura de 1,4 mm e largura de 10 mm, como apresentado na Figura 2.23 (a). Para o alojamento do reforço foram executados 3 aberturas ao longo do comprimento dos pilares,

na face comprimida e tracionada (menos comprimida), com espessura de 3 mm e profundidade de 15 mm.

Todos os pilares reforçados ao confinamento com envoltórios transversais de tecidos de CFRP tiveram suas arestas arredondas para um raio de 20 mm. Foram usados tecidos de CFRP unidirecional com largura de 300 mm, espaçados a 50 mm e ancorados com uma sobreposição de 170 mm no lado mais comprimido da seção transversal Figura 2.23 (b).

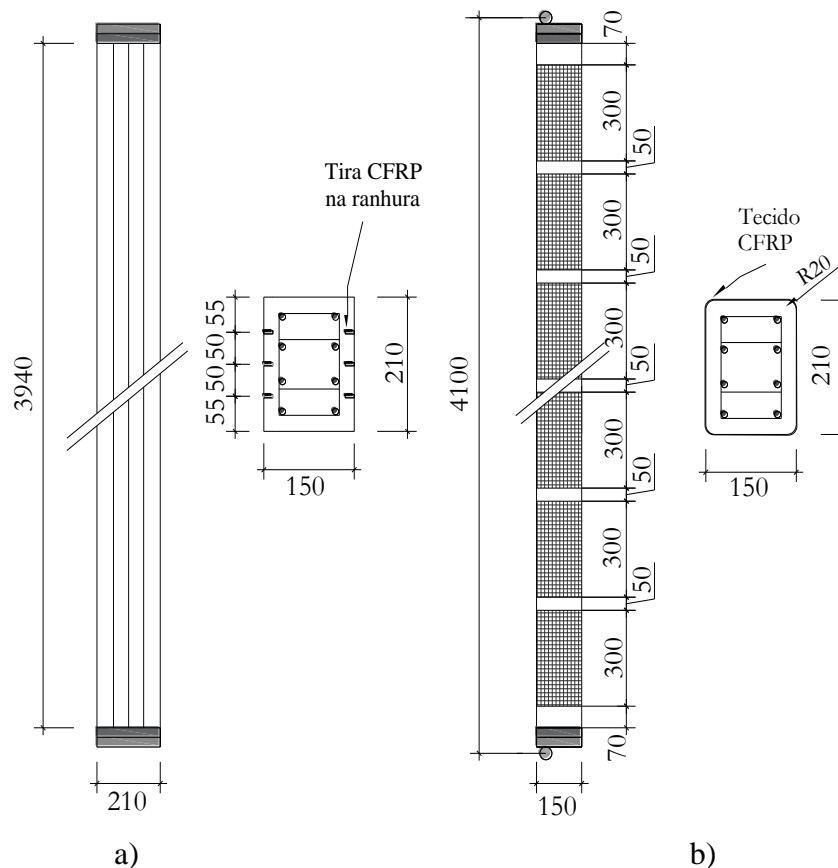


Figura 2.23 – Configuração de reforço: a) C3 e C4; b) C5 e C6, dimensões em mm (GAJDOSOVA, 2010).

A autora verificou que todos os pilares apresentaram ruína por flambagem, com esmagamento do concreto e destacamento da camada de cobertura do concreto. O reforço com laminados de CFRP aplicados longitudinalmente pela técnica NSM mostrou-se mais eficiente sobre os pilares os esbeltos, quando comparado ao reforço ao confinamento com uma camada de tecido de CFRP na técnica EB.

Na Tabela 2.9 são apresentados os resultados experimentais de cargas de ruptura para os diferentes tipos de reforço, comparado aos resultados dos pilares de referência, considerando a média, com os respectivos incrementos de resistência.

Tabela 2.9 – Resultados dos pilares (GAJDOSOVA, 2010)

Pilares	F_u (kN)	Incremento de Resistência (%)
Pilares de referência (sem reforço)	286	-
Pilares reforçados pela técnica NSM	323	12,9
Pilares reforçados pela técnica EB	293	2,4
Pilares reforçados pela combinação das duas técnicas	330	15,4

Para os pilares confinados parcialmente não foi observada variação significativa no comportamento durante o carregamento. O comportamento pós-pico mais dúctil ocorreu para os pilares reforçados com lâminas de CFRP longitudinais na técnica NSM. A diferença entre deflexão na carga de pico e a deflexão final é 1,5 vez maior para os pilares reforçados.

Gajdosova (2010) também realizou um estudo paramétrico teórico para avaliar a influência do índice de esbeltez. A autora variou a esbeltez (25, 48, 71, 95 e 118), mantendo a mesma seção transversal e o reforço. Foi verificado que quanto maior a esbeltez, maior é o aumento de resistência para os pilares reforçados com lâminas de CFRP longitudinais, utilizando a técnica NSM, e menor é a resistência para os pilares reforçados ao confinamento. A autora verificou que o valor de esbeltez de aproximadamente $\lambda = 50 - 60$ é o limite de eficácia dessas duas técnicas de reforço.

Os resultados obtidos a partir da análise numérica com o programa ATENA 3D, foram idênticos aos resultados da análise experimental.

Foi verificado que efeitos das técnicas de reforço são diferentes para colunas curtas e esbeltas, uma vez que é dependente do tipo de tensão predominante. Os laminados de CFRP aplicados longitudinalmente através da técnica NSM são mais eficientes no aumento de resistência à flexão de pilares esbeltos.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo apresenta o programa experimental desenvolvido no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília de estudo de pilares de concreto armado com seção transversal retangular, reforçados a flexão com polímeros reforçados com fibra de carbono (CFRP). Um dos objetivos deste estudo foi analisar o aumento da capacidade de carga dos pilares proporcionado pelos compósitos colados em aberturas executadas na camada de cobrimento do concreto, pela técnica NSM.

O programa experimental foi composto de 8 pilares, e a confecção das peças foi dividida em duas séries de fabricação, sendo quatro pilares para cada série de ensaios. O modelo estrutural adotado é de um pilar bi-articulado com excentricidades iguais em suas extremidades.

As variáveis consideradas no estudo foram à excentricidade de aplicação de carga e a utilização ou não de reforço. Os demais parâmetros de ensaio, a taxa de armadura longitudinal, resistência à compressão do concreto, seção transversal, posição dos extensômetros tanto no aço, no concreto e reforço foram mantidos constantes na medida do possível.

As dimensões dos pilares deste trabalho, são as mesmas utilizadas na linha de pesquisa desenvolvida no programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, sobre pilares de concreto armado, ensaiados por Adorno (2004), Araújo (2004), Dantas (2006), Santos (2009) e Melo (2009).

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS PILARES ENSAIADOS

Os pilares estudados apresentam geometria com seção transversal constante de 120 mm x 250 mm na região central, comprimento de 2500 mm, e os extremos formados cada um por um par de consolos simétricos, como apresentado na Figura 3.1.

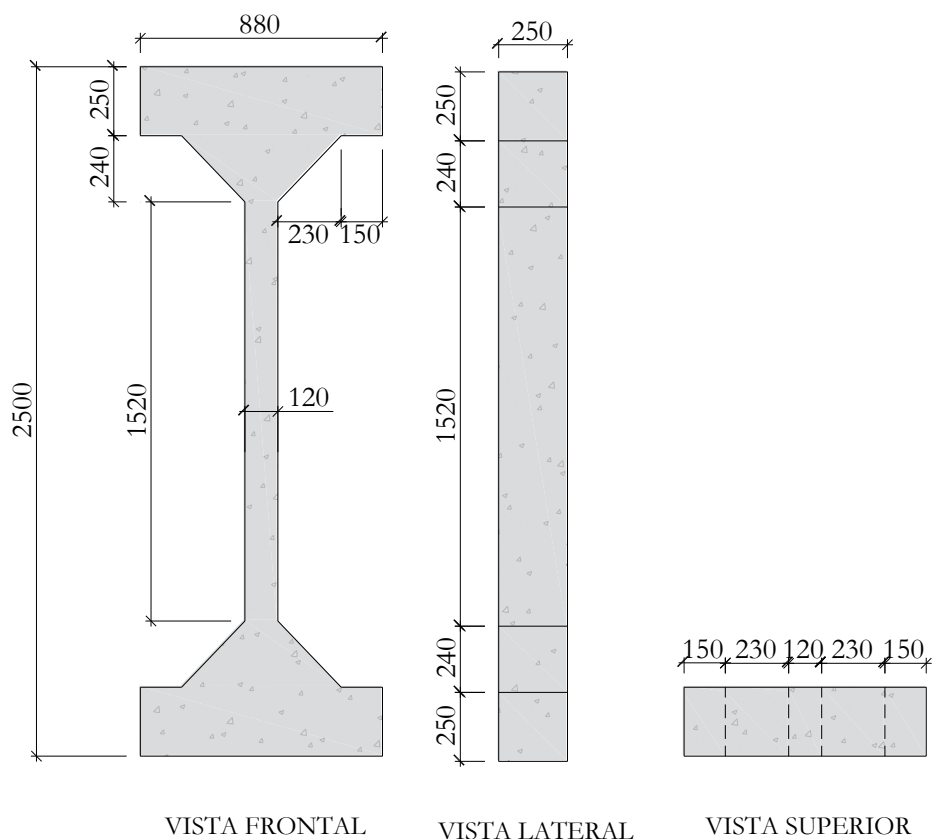


Figura 3.1 – Geometria dos pilares (dimensões em milímetros)

A Tabela 3.1 apresenta as principais características dos pilares ensaiados. A nomenclatura dos pilares é composta por letras e caracteres numéricos, onde o primeiro caractere C significa coluna, os caracteres numéricos representam o valor da excentricidade na direção da menor inércia (em milímetros), o terceiro representado por U ou S, significa não reforçado (*Unstrengthened*) e reforçado (*Strengthened*), respectivamente.

Tabela 3.1 – Principais características dos pilares.

Pilar	$e_{inicial}$ (mm)	e/h	L (mm)	L_e (mm)	λ	ρ (%)	ρ_f (%)
C30U	30	0,25	2500	2650	76,49	1,57	-
C30S							0,32
C40U	40	0,33					-
C40S							0,32
C50U	50	0,42					-
C50S							0,32
C60U	60	0,50					-
C60S							0,32

Obs.: e = excentricidade; e/h = excentricidade relativa; L = comprimento do pilar;
 L_e = comprimento efetivo de flambagem; λ = índice de esbeltez;
 ρ = taxa de armadura longitudinal ; ρ_f = taxa de reforço de CFRP.

3.3 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

As armaduras longitudinais dos pilares seguiram o mesmo padrão dos modelos ensaiados por Melo (2009), constituindo-se de seis barras longitudinais com diâmetro de 10 mm. A armadura transversal é composta por estribos com diâmetro de 5 mm, espaçados a cada 100 mm na região central e nas extremidades espaçados a 50 mm. Para garantir o cobrimento das armaduras, em todos os modelos foi usado um cobrimento de 2,5 cm. A Figura 3.2 mostra o detalhamento das armaduras dos pilares.

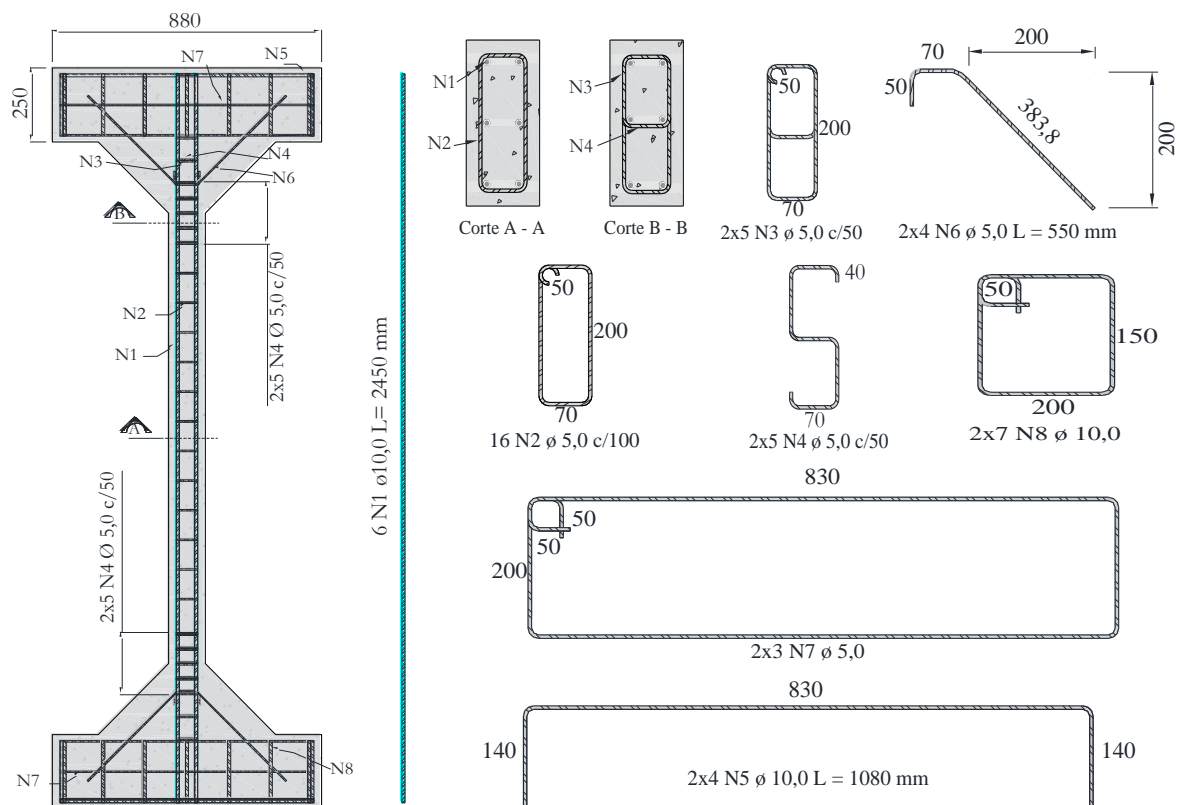


Figura 3.2 – Detalhamento das armaduras

3.4 DETALHAMENTO DO REFORÇO

Para o reforço dos pilares foi usada a técnica NSM, com a aplicação de lâminas de CFRP com espessura de 1,2 mm e largura de 10 mm. Todas as lâminas utilizadas no reforço possuem comprimento de 1520 mm. Os pilares foram reforçados na face tracionada e na face comprimida, sendo executadas 4 aberturas em cada face, de 5 mm largura por 15 mm de profundidade, em cada abertura foi colocada apenas uma lâmina. As dimensões dos

cortes para as lâminas utilizadas neste estudo seguiram as recomendações do ACI 440 2R (2008). O esquema do reforço previsto para os pilares é mostrado na Figura 3.3.

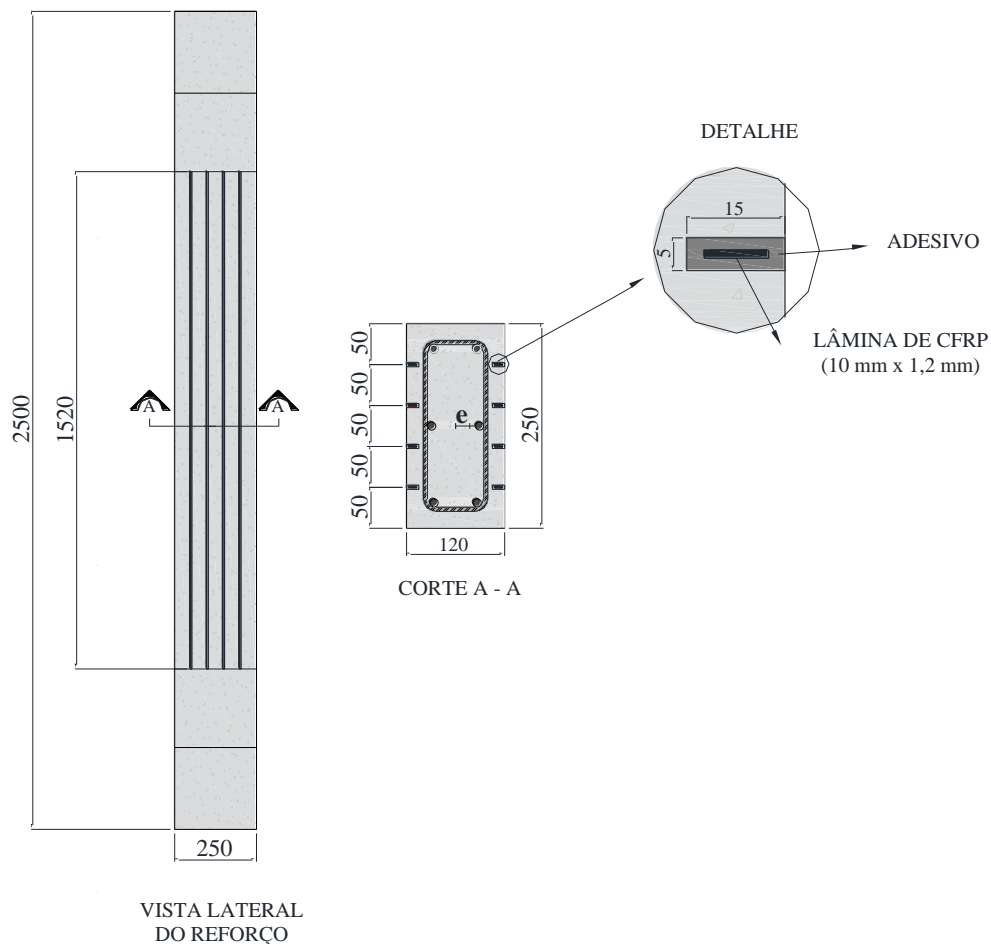


Figura 3.3 – Esquema de reforço, dimensões em mm.

3.5 MATERIAIS

3.5.1 Concreto

O concreto utilizado nessa pesquisa foi fornecido pela empresa CONCRECON e CONE CONCRETO, em duas séries de concretagem, e dosado com $f_{ck} = 35$ MPa aos 28 dias, abatimento de 12 ± 2 cm e agregado de pedra britada nº 0.

Para cada pilar, foram moldados corpos de prova cilíndricos de concreto de dimensões 100 mm x 200 mm, para os ensaios de caracterização, sendo três corpos de prova para o ensaio de compressão, três corpos de prova para o ensaio de tração por compressão

diametral e três para o ensaio de módulo de elasticidade do concreto. Foi utilizada a média dos resultados de três corpos de prova para determinar cada propriedade mecânica.

Para os procedimentos de moldagem e cura de corpos de prova, ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade secante do concreto, foram utilizadas as normas: ABNT NBR 5738:2015, ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 7222:2011 e ABNT NBR 8522:2008, respectivamente.

A Figura 3.4 ilustra os ensaios de caracterização do concreto, realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília - LEM UnB.

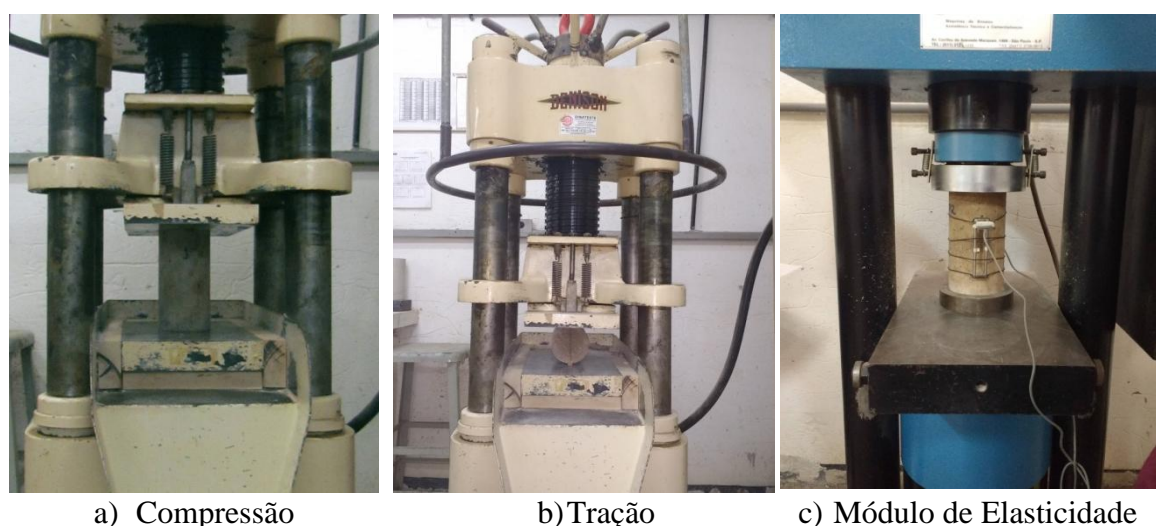


Figura 3.4 – Ensaio de caracterização do concreto

Os resultados dos ensaios de caracterização do concreto são apresentados no Capítulo 4.

3.5.2 Aço

Para a caracterização do aço utilizado nos pilares, foram ensaiadas três amostras do aço utilizado na armadura longitudinal de cada lote, segundo as orientações da ABNT NBR 6892 (2013). Para a determinação das propriedades mecânicas, tomou-se a média dos resultados dos três corpos de prova de cada lote. Os resultados dos ensaios de caracterização do aço são apresentados no Capítulo 4.

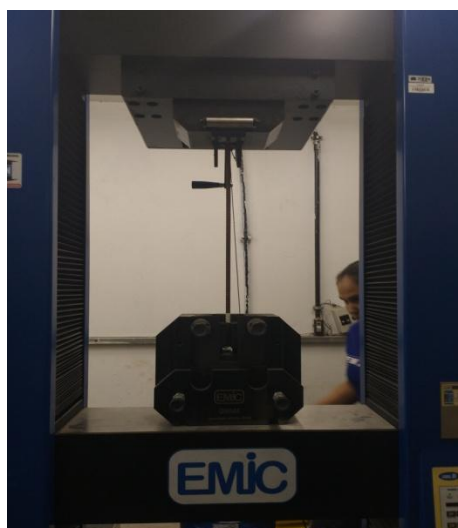


Figura 3.5 – Ensaio realizado nos corpos de prova de aço

3.5.3 Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (CFRP)

Para o reforço dos pilares, utilizou-se o sistema compósito weber.rep fiber C, fornecido pela empresa Weber Saint-Gobain. O sistema completo é composto pelo adesivo weber.rep CF putty strip e pelas lâminas de fibra de carbono weber.rep fiber C strip. A Tabela 3.2 apresenta as propriedades e características do sistema compósito weber.rep fiber C, fornecidas pelo fabricante, além disso, apresenta a dimensão da largura do reforço após a sua adaptação para ser utilizado no programa experimental.

Tabela 3.2 – Propriedades e Características do Sistema Compósito weber.rep fiber C

	Dados Fabricante		Adaptação
	Lâminas weber.rep fiber C strip	Adesivo weber.rep CF putty strip	
Tipo	Alta resistência	-	-
Espessura	1,2 mm	-	-
Largura	50 mm	-	10 mm
Resistência à Tração	>3000 MPa	-	-
Módulo de Elasticidade	> 165 GPa	-	-
Alongamento na ruptura	> 18%	-	-
Massa específica	-	1,65 kg/dm ³	-
Aderência	-	3,0 MPa (100% no concreto)	-
Cura final	-	7 dias	-
Embalagem	Rolo 100 m	Conjunto de 5,0 kg	-

3.6 FABRICAÇÃO DOS PILARES

3.6.1 Formas

Foram utilizadas formas metálicas projetadas por Melo (2009) e que possuem as características de serem modulares, sendo possível modificar as dimensões dos pilares para diversos tipos de ensaios. As formas foram fabricadas com chapas metálicas de 3 mm de espessura e a conexão de cada módulo das formas é feita com parafusos. Os sistemas de formas foram montados e fixados sobre tablados de madeirite plastificado que foram enrijecidos por vigotas de madeira. A Figura 3.6 apresenta as formas metálicas empregadas para a moldagem dos pilares.



Figura 3.6 – Formas metálicas dos pilares

3.6.2 Concretagem

Antes da concretagem, era realizada a limpeza das formas juntamente com os tablados de madeirite que serviam de base para as formas, e posteriormente realizada a vedação das arestas das formas e da base de madeirite com silicone, para evitar perda de concreto pelas frestas, como apresentado na Figura 3.7.

Para impedir a aderência entre o concreto e as formas, aplicou-se desmoldante nas formas com o auxílio de um rolo de espuma, facilitando assim à limpeza e remoção do concreto, sem danificar as arestas e superfície, por ocasião da desforma. Após a aplicação do desmoldante, as armaduras dos pilares foram colocadas dentro das formas, sendo o

cobrimento das armaduras garantido por espaçadores do tipo “circular”. A Figura 3.8 mostra o pilar pronto para ser concretado.



Figura 3.7 – Aplicação de silicone para vedação das frestas das formas e da base



Figura 3.8 – Pilar pronto para a concretagem

A concretagem dos pilares foi realizada em duas séries. Em cada série foram moldados quatro pilares. Nas duas séries, antes do início da concretagem, foi realizado o ensaio de abatimento do cone que seguiu as recomendações da ABNT NBR NM 67 (1998) - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, apresentando o resultado de 12 ± 2 cm nas duas séries. Nas Figura 3.9 a Figura 3.14, são apresentados às fases do processo de concretagem dos pilares.



Figura 3.9 – Concreto sendo bombeado



Figura 3.10 – Teste de abatimento do concreto (*Slump Test*)



Figura 3.11 – Moldagem dos corpos de prova



Figura 3.12 – Lançamento do concreto



Figura 3.13 – Adensamento do concreto



Figura 3.14 – Regularização da superfície

O processo de cura do concreto se deu em ambiente de laboratório durante sete dias. Todos os pilares, juntamente com os corpos de prova foram cobertos com panos umedecidos, que eram molhados três vezes por dia, e por cima foram colocadas lonas plásticas, para auxiliar a retenção da umidade em todos dos pilares e corpos de prova. Os pilares foram retirados das formas no décimo quinto dia após a concretagem.

3.7 PROCEDIMENTOS DE APLICAÇÃO DO REFORÇO

3.7.1 Corte do reforço

Para o reforço dos pilares foram usadas lâminas de CFRP com espessura de 1,2 mm, largura de 10 mm e comprimento de 1520 mm. As lâminas weber.rep fiber C strip, que faz parte do sistema compósito doado pela empresa Weber Saint-Gobain, foram enviadas em um rolo com comprimento de 35 m, largura de 50 mm e espessura 1,2 mm. Para que fossem usadas para o reforço dos pilares, tiveram que ser cortadas nas larguras e comprimentos desejados.

Para o corte das lâminas no comprimento desejado de 1520 mm, utilizou-se um arco de serra, tomando o cuidado para não danificá-la durante a realização do corte. Em seguida com um pincel atômico de ponta fina, e utilizando um gabarito, com espessura de 11 mm e comprimento de 100 mm, executou-se linhas de marcações ao longo do comprimento do reforço.

Após a realização das linhas de marcação, com o auxílio de uma tesoura, era realizado em um dos extremos da lâmina, um pequeno corte (30 mm) em cima da linha de marcação dos pincéis. Em seguida puxando a lâmina no sentido longitudinal, iniciava-se o processo de retirada de lâminas com espessura de 11 mm. E por fim era realizado acabamento com o auxílio de um estilete, ao longo do comprimento, até se obter a espessura de 10 mm. O procedimento realizado para o corte das lâminas é apresentado da Figura 3.15 à Figura 3.19.

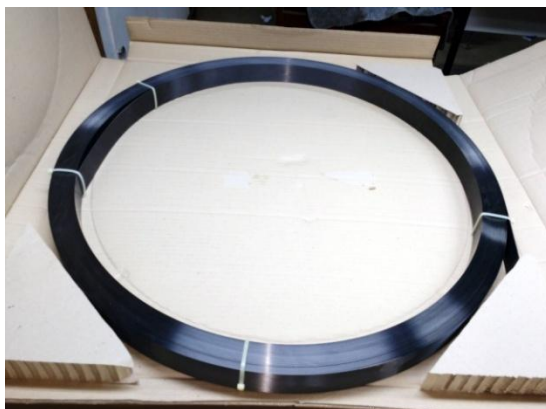


Figura 3.15 – Lâminas weber.rep fiber C
strip



Figura 3.16 – Corte das lâminas com
um arco de serra



Figura 3.17 – Execução das linhas de marcação



Figura 3.18 – Retirada das lâminas de CFRP

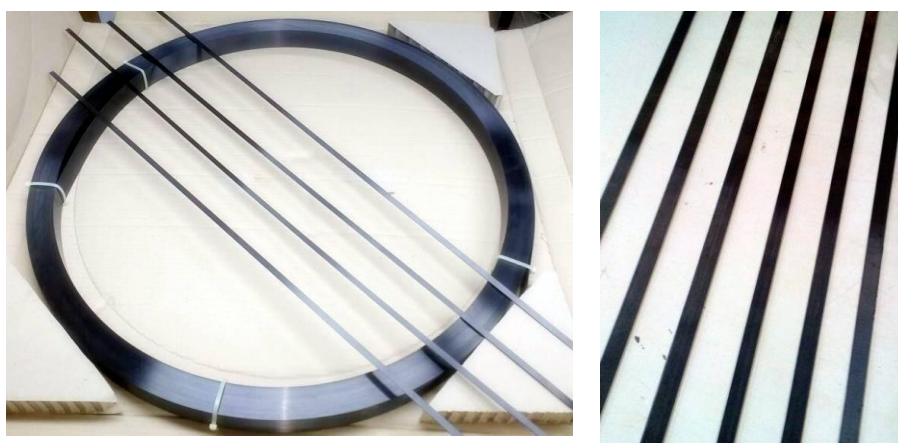


Figura 3.19 – Aspecto final do reforço

3.7.2 Preparação da superfície do concreto

Para o alojamento do reforço na camada de cobertura do concreto, foram realizadas aberturas com espessura de 5 mm por 15 mm de profundidade em uma extensão de 1520 mm nas faces a serem reforçadas (quatro em cada lado mais longo da seção transversal).

Para facilitar a realização dos cortes dos entalhes, o pilar foi disposto com a face que ia ser reforçada voltada para cima, com o auxílio de um pincel foi executado na face a ser reforçada linhas de marcações na espessura de 5 mm (Figura 3.20). As aberturas foram executadas com uma máquina de corte com disco diamantado com via úmida e seca, com dois cortes paralelos, e posteriormente, utilizou-se uma talhadeira para a retirada do concreto no interior. A Figura 3.21 apresenta detalhes da realização dos cortes das

aberturas na camada de cobertura do concreto e a Figura 3.22 apresenta os cortes após sua execução.



Figura 3.20 – Execução de linhas de marcação para corte da seção



Figura 3.21 – Corte dos entalhes



Figura 3.22 – Corte longitudinais na face

3.7.3 Instalação do reforço

Para aplicação do reforço, inicialmente as aberturas executadas para seu alojamento foram limpas, tomando-se o cuidado para a retirada de todas as impurezas, com o auxílio de uma

espátula e com ar comprimido (Figura 3.23), em seguida as lâminas foram limpas (Figura 3.24), seguindo as recomendações do fabricante.



Figura 3.23 – Limpeza das aberturas com auxílio de uma espátula e ar comprimido.

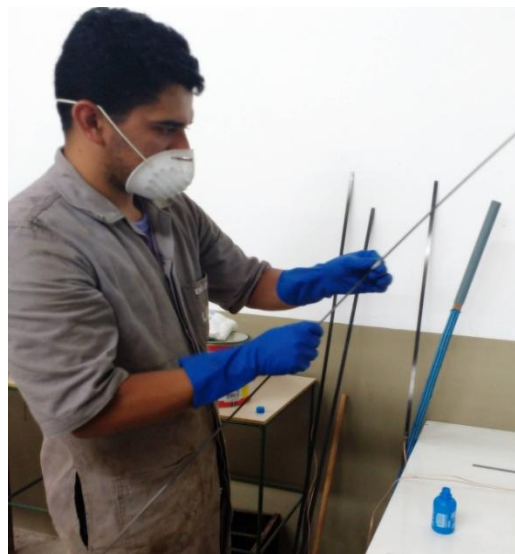
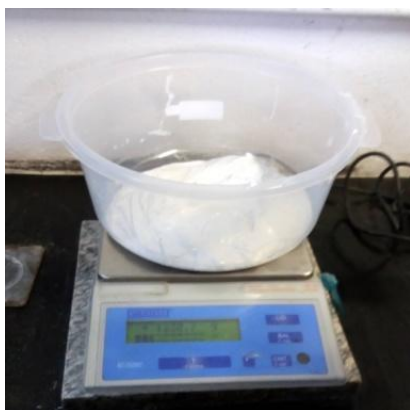


Figura 3.24 – Limpeza das lâminas de CFRP

Após a limpeza das aberturas e lâminas de CFRP, o adesivo epóxi (bicomponente), formado pelo componente A e componente B (Figura 3.25), que tem a função de garantir a aderência das lâminas no substrato de concreto, foi preparado de acordo com as instruções do fabricante. Os materiais bicomponentes foram pesados separadamente de acordo com a quantidade a ser utilizada (Figura 3.26), em seguida foram misturados com o auxílio de uma furadeira.



Figura 3.25 – Adesivo epóxi weber.rep CF putty strip (bicomponente)



a) Componente A



b) Componente B

Figura 3.26 – Materias bicomponentes sendo pesados

Com o adesivo preparado, executou-se a sua aplicação nas aberturas com o auxílio de uma pistola injetora e uma espátula, tomando o cuidado para não permitir a formação de bolhas de ar. Inicialmente aplicou-se uma camada de adesivo, preenchendo a abertura pouco mais da metade da sua profundidade, como apresentado na Figura 3.27.



Figura 3.27 – Aplicação do reforço

As lâminas foram posicionadas sobre os entalhes e suavemente pressionadas contra a resina epóxi (Figura 3.28), de modo que a resina fluísse pelas laterais, ocasionando o preenchimento completo do espaço entre as lâminas e as paredes das aberturas. Para finalizar, aplicou-se mais uma camada do adesivo para o completo preenchimento da abertura, e realizado acabamento final do reforço com o auxílio de uma espátula de borracha. A Figura 3.29 apresenta o aspecto final do reforço depois de realizado o acabamento. Todos esses procedimentos foram realizados para as duas faces a serem reforçadas dos pilares. Executava-se o reforço em uma das faces, e após a secagem do adesivo, a outra face era colocada disposta virada para cima, e seguia-se com os procedimentos de aplicação.



Figura 3.28 – Posicionamento do reforço

A Figura 3.29 apresenta o acabamento final da face do pilar após ser reforçado.



Figura 3.29 – Acabamento final do reforço

3.8 INSTRUMENTAÇÃO

3.8.1 Armaduras

As deformações das armaduras longitudinais dos pilares foram medidas através da utilização de extensômetros elétricos de resistência 120Ω , da marca Kyowa, do tipo KGF-5-120-C1-11.

Todas as seis barras das armaduras longitudinais de cada pilar foram instrumentadas a altura média dos pilares. Em cada barra de aço foram colados dois extensômetros ambos na mesma altura só que em faces opostas. A posição dos extensômetros das barras de aço está representado na Figura 3.30. Os extensômetros foram colocados nas armaduras de modo a

medir as deformações específicas nas barras mais comprimidas e tracionadas. Os extensômetros foram numerados do 1 ao 6.

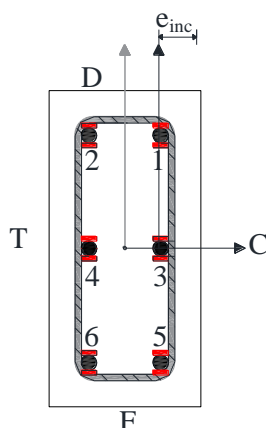


Figura 3.30 – Posição dos extensômetros nas armaduras longitudinais

Antes da colocação dos extensômetros, as superfícies das armaduras foram preparadas para recebê-los. Inicialmente para a fixação dos extensômetros nas armaduras, a superfície das barras foi limada e lixada para a retirada de todas as mossas localizada na área a ser instrumentada, tomando o cuidado para não danificar ou até mesmo diminuir a seção da barra.

Foi realizada a limpeza da superfície onde seriam colados os extensômetros com álcool, para a retirada de todos os resíduos e impurezas, em seguida os extensômetros foram colados com cola Super Bonder, colados diametralmente opostos.

Uma vez fixados os extensômetros, os seus terminais foram soldados em um condutor flexível paralelo, que foram presos nas barras por meio de abraçadeiras plásticas. Após a soldagem dos terminais, a área da solda foi protegida por uma camada de resina epóxi, garantindo assim proteção contra a umidade e isolamento térmico. Em seguida a zona instrumentada foi envolvida por uma camada de silicone e por fim o todo conjunto foi envolvido com fita isolante de alta fusão. Da Figura 3.31 à Figura 3.37 são apresentadas as fases do processo do processo de preparação da superfície e colagem dos extensômetros, e a Figura 3.38 mostra o aspecto final da instrumentação dos pilares.



Figura 3.31 – Superfície limada e lixada



Figura 3.32 – Conjunto de barras limpas



Figura 3.33 – Extensômetro colado



Figura 3.34 – Fios soldados nos terminais dos extensômetros



Figura 3.35 – Proteção e isolamento com adesivo epóxi



Figura 3.36 – Proteção com silicone



Figura 3.37 – Proteção com fita isolante de alta fusão



Figura 3.38 – Detalhamento final da instrumentação das armações dos pilares

3.8.2 Concreto

As deformações específicas no concreto foram medidas com extensômetros posicionados a meia altura dos pilares na face mais comprimida. Os extensômetros utilizados são da marca Kyowa modelo KC-70-120-A1-11e foram colocados em três pontos de medição, na mesma posição da armadura longitudinal. A Figura 3.39 apresenta a posição dos extensômetros instalados nos pilares que foram ensaiados.

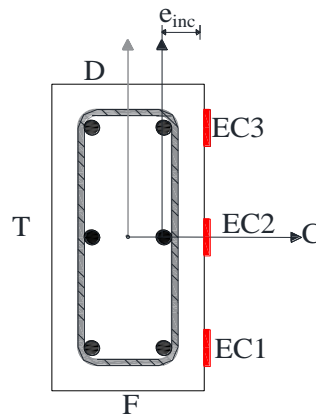


Figura 3.39 – Posição dos extensômetros no concreto

Para a colagem dos extensômetros na face do concreto executou-se a limpeza da área em que o extensômetro ficaria localizado com álcool, em seguida foi realizada a regularização da região com Araldite. Para a fixação do extensômetro na superfície do concreto foi usado cola Super Bonder. A Figura 3.40 mostra os extensômetros colados na face do concreto do pilar C30S.



Figura 3.40 – Extensômetros colados na face do concreto

3.8.3 Reforço

As deformações específicas dos compósitos foram monitoradas utilizando extensômetros elétricos de resistência (EER) 120Ω , da marca Kyowa, do tipo KGF-5-120-C1-11. Os reforços foram instrumentados a altura média dos pilares, a posição dos extensômetros no reforço esta representada na Figura 3.41.

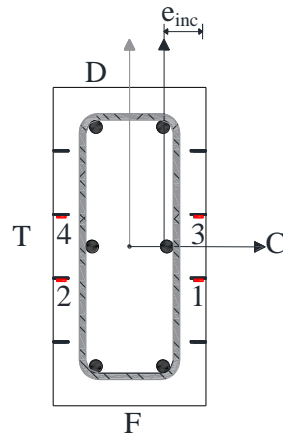


Figura 3.41– Posição dos extensômetros no reforço

O processo de limpeza, colagem dos extensômetros, soldagem dos condutores flexíveis nos terminais dos extensômetros e proteção com resina epóxi araldite, seguiram os mesmos passos realizados para as armaduras longitudinais, como apresentado nas Figura 3.42 a Figura 3.44.



Figura 3.42 –Limpeza do reforço



Figura 3.43 – Colagem dos extensômetros



Figura 3.44 – Proteção com Araldite

3.8.4 Medição dos deslocamentos e rotações

Os deslocamentos verticais, horizontais e rotações dos pilares foram medidos ao todo em 9 pontos, como indicado na Figura 3.45. Os deslocamentos verticais dos pilares foram medidos em 4 pontos, utilizando-se transdutores de variação de deslocamento linear (LVDTs) fabricados pela empresa HBM (Figura 3.46).

Os deslocamentos horizontais foram medidos em três pontos, com a utilização de potenciômetros (Figura 3.47) da GEFTRAN, que possuíam curso de 150 mm e precisão de 0,01 mm. Os potenciômetros usados não apresentavam mola para o retorno da haste de medição, para resolver esse problema, foi utilizado o mesmo sistema de roldanas proposto por Melo (2009), garantindo que a haste permanecesse em contato com as faces de medição, como é apresentado na Figura 3.48. Para medir os deslocamentos horizontais das cabeças (rotações), utilizou-se LVDTs, como apresentado nas Figura 3.49 e Figura 3.50.

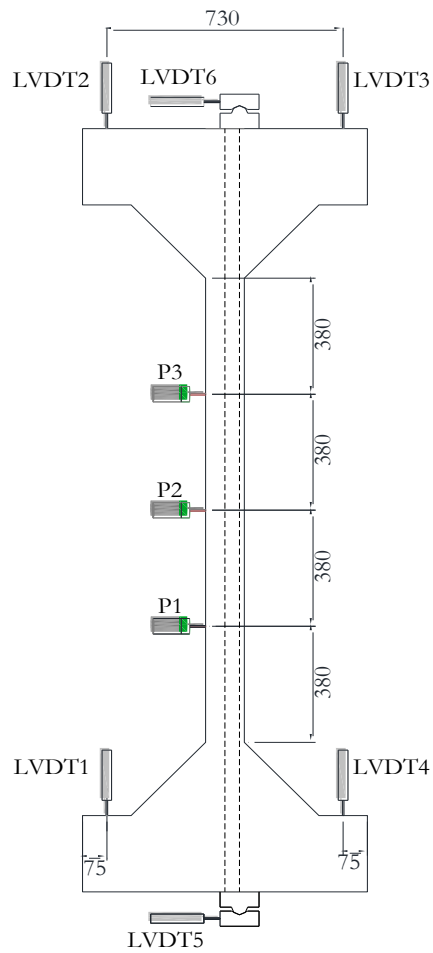


Figura 3.45 – Posicionamentos dos Potenciômetros e LVDTs nos pilares



Figura 3.46 – Detalhe LVDT usado para medir deslocamento vertical



Figura 3.47 – Detalhe Potenciômetro usado para medir deslocamento horizontal central



Figura 3.48 – Sistema de roldanas para a garantia de contato haste/pilar



Figura 3.49 – Detalhes do LVDT utilizado para medir o deslocamento horizontal da cabeça inferior do pilar



Figura 3.50 – Detalhe LVDT utilizado para medir o deslocamento horizontal da cabeça superior do pilar.

3.8.5 Marcação das fissuras

Para o acompanhamento da manifestação das fissuras, observou-se visualmente com o auxílio de uma lanterna a disposição de cada uma, marcando-a com um pincel e identificando a carga que deu origem àquela fissura.



Figura 3.51 – Acompanhamento e marcação das fissuras

3.9 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Os ensaios dos pilares foram realizados no pórtico de reação existente no laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, cuja capacidade é de 2000 kN. O sistema de ensaio utilizado neste programa experimental foi o mesmo usado por Melo (2009) e Santos (2009). E é apresentado na Figura 3.52.

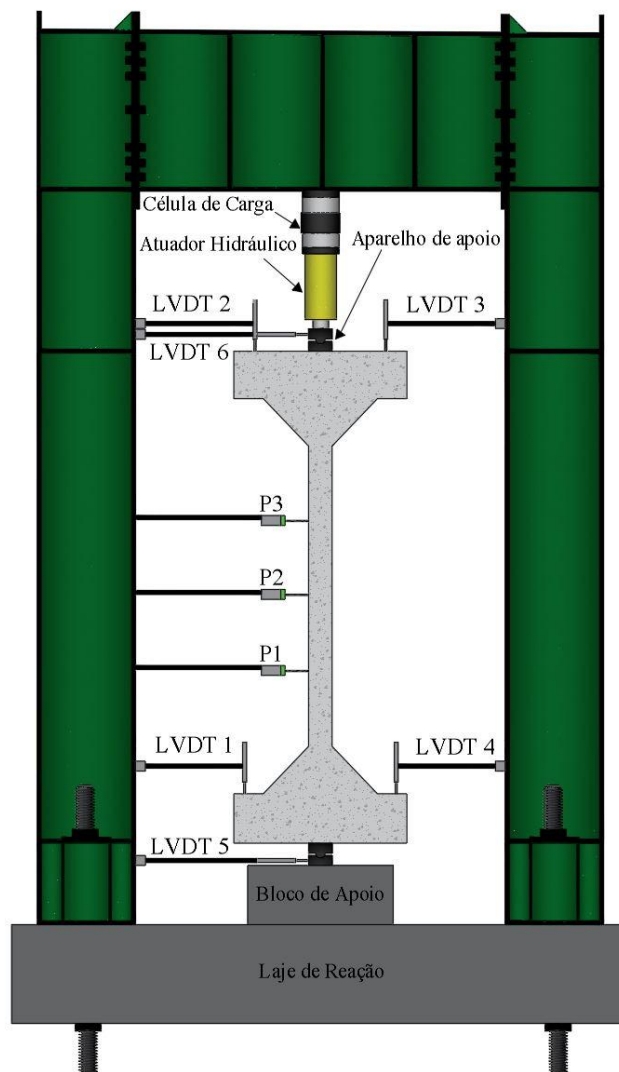


Figura 3.52 – Sistema de ensaio

Para o transporte, içamento e posicionamentos dos pilares no pórtico de ensaio, utilizou-se uma ponte rolante com capacidade de 50 kN. Para que fosse possível posicionar os modelos no pórtico, inicialmente foram colocados no pórtico dois gabaritos metálicos no sentido horizontal, presos nos extremos por barras rosqueáveis. Em seguida, após ter sido posicionado no pórtico, era verificado o prumo, e prosseguia-se com o acionamento do atuador hidráulico por meio da bomba, de modo a abaixar o êmbolo do atuador, até que o êmbolo entrasse em contato com o aparelho de apoio, para travamento dos pilares.

Durante a execução dos ensaios, nos ganchos que foram colocados para transporte dos pilares, localizados nos extremos dos consolos, foram colocadas correntes de segurança, precavendo-se de eventuais acidentes durante a realização dos ensaios

3.9.1 Aplicação de carregamento

Para a realização dos ensaios utilizou-se um sistema de aplicação de forças e vinculação de um pilar bi-articulado com excentricidades iguais em seus extremos na direção de menor inércia da seção transversal do pilar.

O sistema de aplicação das cargas, era composto por uma célula de carga da marca Kratos, com capacidade de 2000 kN, um macaco hidráulico que foi instalado em linha com a célula, um indicador digital também fabricado pela Kratos, nas Figura 3.53 à Figura 3.55 são apresentados equipamentos e acessórios utilizados durante os ensaios dos pilares.



Figura 3.53 – Célula de carga alinhada com o macaco hidráulico



Figura 3.54 – Indicador digital da célula de carga



Figura 3.55 – Bomba hidráulica

3.9.2 Sistema de Aquisição de Dados

Durante a realização dos ensaios, as leituras de deformações e deslocamentos foram realizadas através de um sistema de aquisição de dados, SPIDER 8, composto por 4 módulos de aquisição interligados e ligados a um computador. O processamento e armazenamento dos dados obtidos eram realizados pelo programa CATMAN, que

convertia as leituras conforme calibração feita previamente e inserida no programa. A Figura 3.56 mostra o sistema de aquisição de dados utilizado durante os ensaios.



Figura 3.56 – Sistema de aquisição de dados

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais de 8 pilares ensaiados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, sendo: resultados de deslocamentos horizontais, deslocamentos verticais, deformações no concreto, deformações nas armaduras longitudinais, deformações no reforço, mapeamento das fissuras visíveis para diversos incrementos de cargas, cargas de ruptura e os modos de ruptura observados. Inicialmente serão apresentados resultados dos ensaios de caracterização do concreto e do aço utilizado na fabricação dos pilares.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1 Concreto

Para a confecção dos 8 pilares, foram realizadas duas concretagens, sendo que em cada concretagem foram moldados quatro pilares. O concreto foi dosado com $f_{ck} = 35$ MPa aos 28 dias. Os ensaios de caracterização do concreto seguiram as recomendações da ABNT NBR 8522 (2008) para os ensaios de modulo de elasticidade do concreto, ABNT NBR 7222 (2011) para os ensaios de tração por compressão diametral e ABNT NBR 5739 (2007) para os ensaios de compressão. A Tabela 4.1 apresenta um resumo das propriedades mecânicas do concreto utilizado na pesquisa.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do Concreto

Pilares	$\epsilon_{inicial}$ (mm)	Idade (dias)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
C30U	30	77	33	3,3	30,7
C30S					
C60U	60				
C60S					
C40U	40	41	32	3,1	29,9
C40S					
C50U	50				
C50S					

4.1.2 Aço

Para as armaduras longitudinais dos pilares foram usadas barras de aço CA-50. Para a caracterização das propriedades mecânicas do aço foram utilizadas três amostras para cada

lote, com comprimento de aproximadamente 50 cm. As propriedades do aço foram obtidas a partir da média dos resultados de três corpos de prova referentes a cada lote. Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados dos ensaios das barras utilizadas na execução das armaduras longitudinais dos pilares

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aço utilizado nos pilares

Pilares	Ø (mm)	Área efetiva (mm ²)	Lote	f _{ys} (MPa)	ε _y (‰)	f _u (MPa)	E _s (GPa)
C30U	10,0	78,54	1	596	3,02	722	198
C30S							
C60U							
C60S							
C40U			2	519	2,66	642	195
C40S							
C50U							
C50S							

Obs.: f_{ys} = tensão de escoamento do aço; ε_s = deformação específica de escoamento do aço; f_u = tensão de ruptura do aço; E_s = módulo de elasticidade longitudinal do aço.

4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais nas extremidades dos pilares foram medidos com 4 LVDT's, posicionados um em cada consolo (superior LVDT 2 e LVDT 3 e inferior LVDT 1 e LVDT 4). Para todos os pilares do programa experimental, o ponto da excentricidade de aplicação da carga, estava localizando mais próximo dos LVDT 3 e LVDT 4.

É importante destacar que todos os ensaios só foram realizados após a conferência dos equipamentos utilizados, para a constatação do seu correto funcionamento, no entanto, as falhas não foram evitadas. Da Figura 4.1 a Figura 4.8 são mostrados para cada pilar, os deslocamentos verticais aferidos pelos LVDT's em vários níveis de carregamento, e a posição dos LVDTs.

Durante os ensaios verificou-se que o LVDT3 posicionado simetricamente ao LVDT4, apresentou deslocamento vertical significativamente superior ao LVDT4. Esse fato pode ser explicado porque o LVDT3 esta mais próximo do ponto de aplicação da carga (consolo superior), estando mais próximo dos atuadores hidráulicos, conduzindo a apresentar um maior deslocamento.

Analisando os resultados, é possível verificar que durante a realização dos ensaios houve problemas com o funcionamento de alguns LVDT's. Esses problemas podem ser explicado por falta de contato do equipamento com o pilar, que podem ter sido causado por falta do travamento dos LVDT's na parte superior com o pórtico de ensaios, acarretando o deslocamento do LVDT ou até mesmo mau contato nas ligações com os módulos de aquisição SPIDER 8.

Verifica-se que da Figura 4.1 à Figura 4.8 que para todos os pilares, exceto para o modelo C40S, que apresentou problemas durante as fases finais do ensaio, que há um padrão predominante dos deslocamentos. Para todos os pilares os LVDT2 e LVDT4 apresentaram problemas durante a realização dos ensaios, em alguns pilares foram sensíveis apenas para carregamentos elevados nas proximidades da ruína. Os deslocamentos verticais dos LVDT1 e LVDT3 foram próximos.

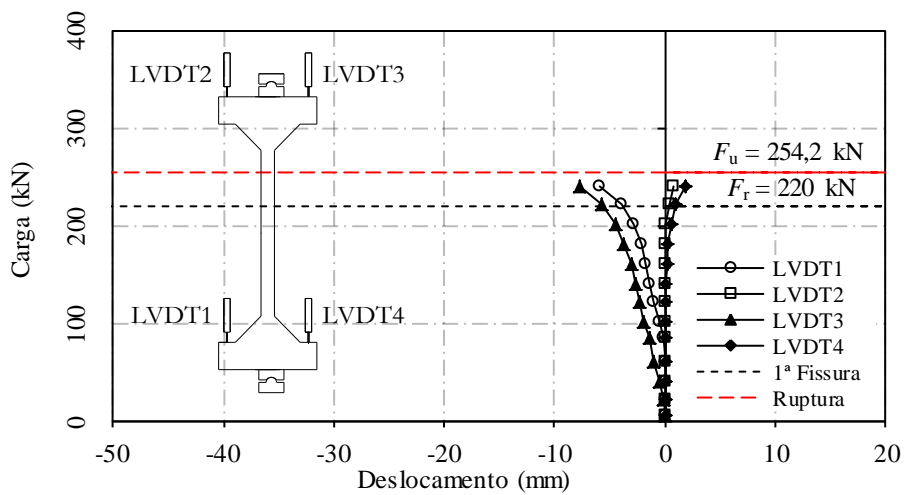


Figura 4.1 – Deslocamentos Verticais - C30U

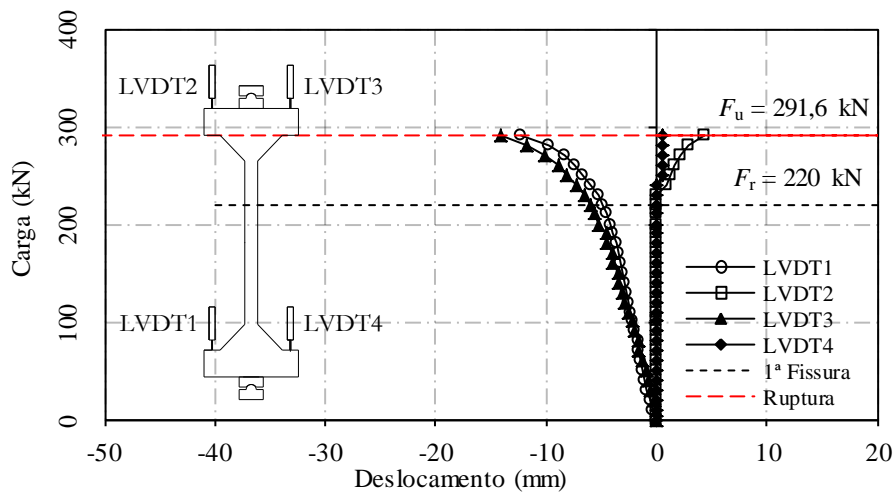


Figura 4.2 – Deslocamentos Verticais - C30S

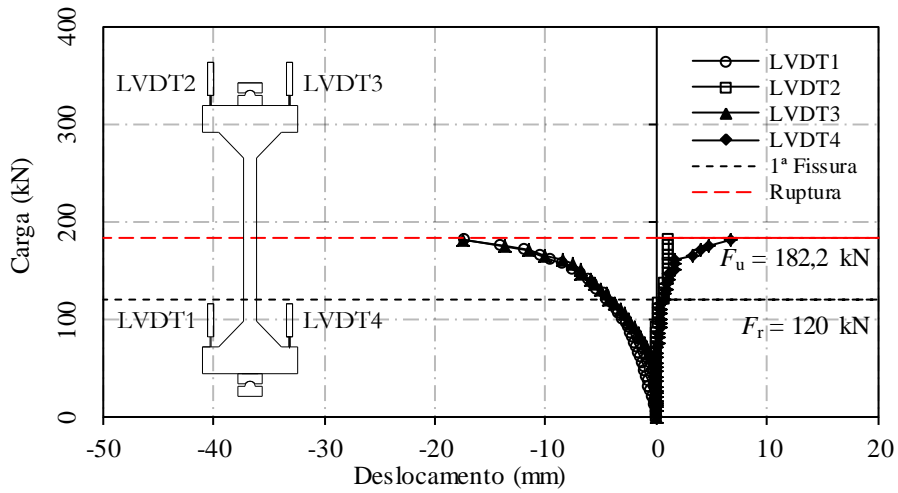


Figura 4.3 – Deslocamentos Verticais – C40U

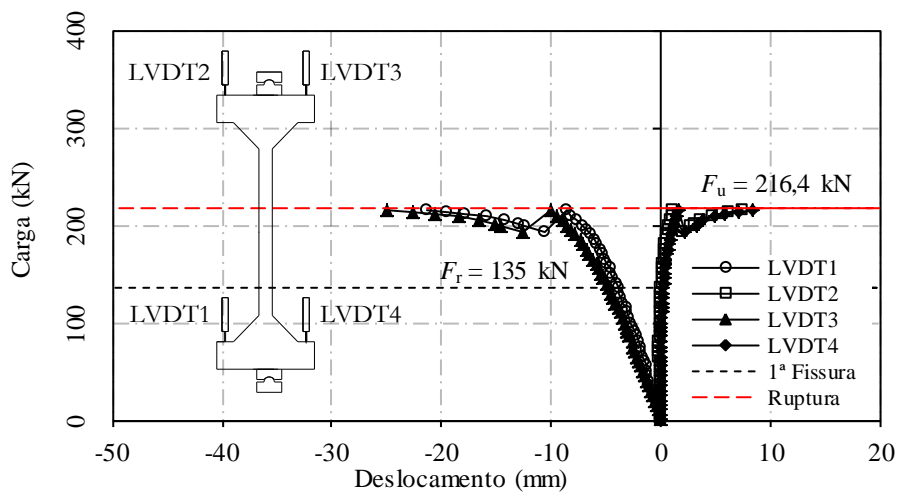


Figura 4.4 – Deslocamentos Verticais – C40S

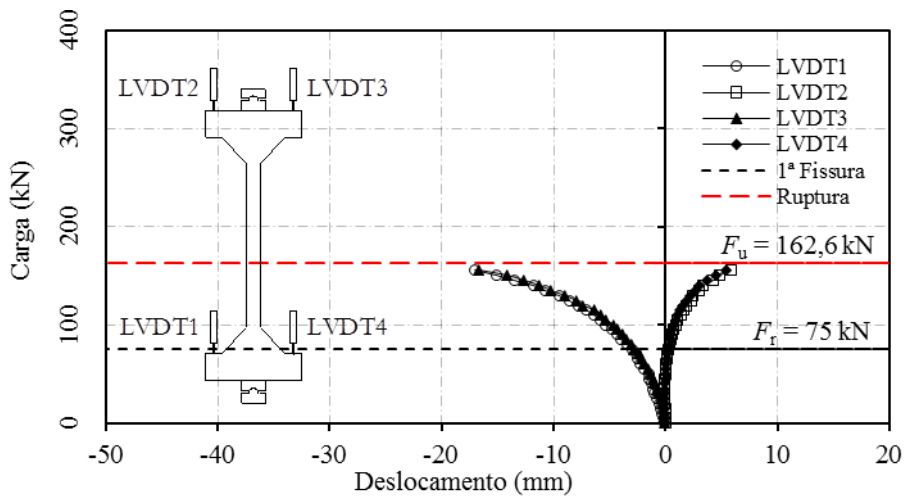


Figura 4.5 – Deslocamentos Verticais – C50U

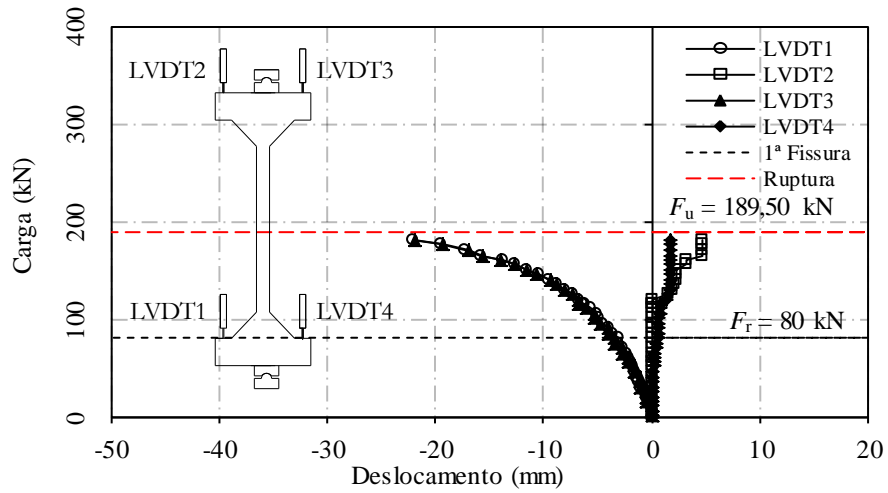


Figura 4.6 – Deslocamentos Verticais – C50S

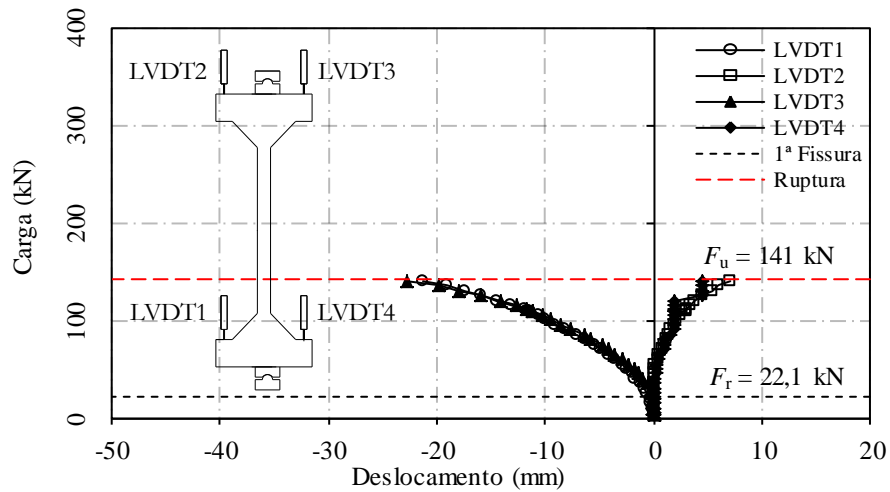


Figura 4.7 – Deslocamentos Verticais – C60U

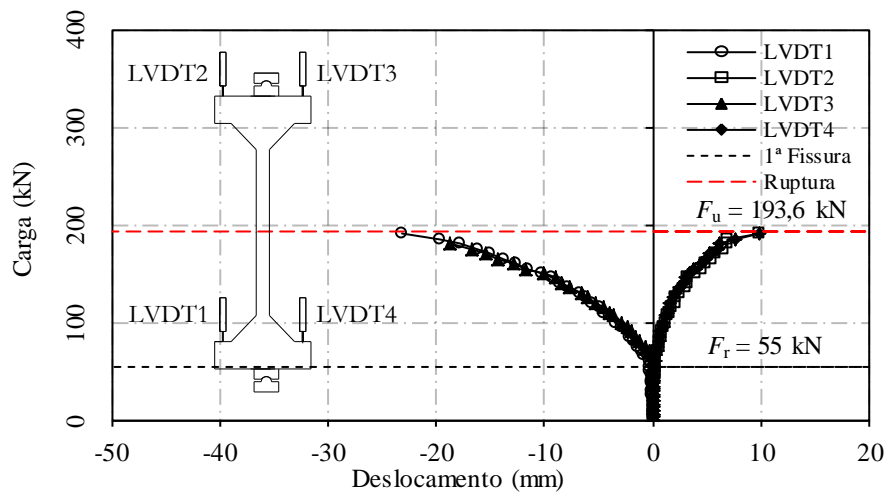


Figura 4.8 – Deslocamentos Verticais – C60S

Para os pilares C30U e C30S, os LVDT2 e LVDT4, registraram leituras apenas para carregamentos elevados próximos da ruína, indicando a falta de contato dos equipamentos com o pilar. O LVDT1 do pilar C30U, para os passos de cargas iniciais não apresentou variação nas leituras, e, além disso, percebe-se uma pequena discrepância entre as leituras dos LVDT1 e LVDT3. Para o pilar C30S, os LVDT1 e LVDT3 apresentaram um bom comportamento durante o ensaio, com leituras próximas.

No ensaio do pilar C40U os LVDT1 e LVDT3 apresentaram um bom comportamento, com pequenas variações nas leituras. Verifica-se que o LVDT2 e o LVDT4 só registraram leituras a partir do carregamento de 94,80 kN e 60,20 kN respectivamente, provavelmente mau contato nas ligações com os módulos de aquisição SPIDER 8, ou por não estar em contato com o pilar. As leituras registradas pelo LVDT2 apresentaram poucas variações.

Analisando a Figura 4.4 percebe-se um comportamento irregular nas leituras dos LVDT's do pilar C40S, para os passos de cargas finais. Durante a realização dos ensaios de todos os pilares, para uma maior segurança e precavendo-se de eventuais acidentes, eram colocadas correntes passando nos ganchos localizados nos extremos dos consolos superiores dos pilares, e por fim as correntes ficavam presas no pórtico de ensaios. As correntes sempre eram verificadas para que ficassem folgadas, de modo a permitir as movimentações dos pilares. No entanto no ensaio do pilar C40S, verificou-se que uma das correntes ficou apertada, levando o pilar a apresentar um comportamento irregular.

No modelo C40S, os LVDT1 e LVDT3 apresentaram leituras próximas, como pode ser constatado na Figura 4.4. Até o carregamento de 110,40 kN o LVDT2 apresentou leituras com pequenas variações. O LVDT4 só passou a registrar leituras a partir do carregamento de 105,40 kN, evidenciando mau contato nas ligações com o sistema de dados, ou falta de contato com o pilar. Para as fases finais de carregamento os LVDT2 e LVDT4 apresentaram leituras próximas.

O pilar C50U apresentou um bom comportamento durante o ensaio, apresentando leituras coerentes entre os LVDT1 e LVDT3, LVDT2 e LVDT4.

Verificou-se que para o pilar C50S, as leituras registradas pelos LVDT1 e LVDT3 foram coerentes, apresentando um comportamento próximo ao linear para todas as etapas de

carregamento. O LVDT2 só funcionou a partir do carregamento de 125,40 kN, correspondendo a 66,17% da carga última, indicando que o mau contato nas ligações com os módulos pode ter causado esse problema. O LVDT4 acusou pequenas variações de leitura durante todo o ensaio, com deslocamentos finais inferiores aos do LVDT2.

Analisando a Figura 4.7 correspondente ao pilar C60U, percebe-se que os LVDT1 e LVDT3, apresentaram leituras bem próximas, indicando um bom comportamento durante todas as fases do ensaio. No entanto, o LVDT2 só passou a registrar leituras a partir do carregamento de 60,20kN. O LVDT4 só registrou leituras a partir do sexto passo de carga, com pequenas variações, apresentando leituras finais inferiores ao LVDT2.

Para o pilar C60S, os LVDT2 e LVDT4 para os passos de cargas iniciais apresentaram pequenas leituras, sem grandes variações, no entanto, apresentaram deslocamentos bem próximos. O LVDT1 também apresentou para os passos de cargas iniciais pequenas leituras, sem grandes variações. O LVDT3 só passou a registrar leituras a partir de 49,60 kN, porém as leituras registradas apresentavam pequenas diferenças em relação as leituras do LVDT1. Durante as fases finais do ensaio, para o passo de carga de 180,20 kN, próximo a ruína, o LVDT3 saiu da sua posição, e acabou perdendo o contato com o pilar. No entanto as suas últimas leituras registradas estavam bem próximas as do LVDT1, indicando uma tendência de permanecerem constantes até o final do ensaio.

Não foi possível determinar o deslocamento do ponto de aplicação de força dos pilares, por causa de problemas com o funcionamento de alguns LVDT's durante a realização dos ensaios.

Nos ensaios realizados por Melo (2009) foi verificado que pilares com maior excentricidade aplicada foram os que apresentaram maiores deslocamentos do ponto de aplicação de carga.

Para futuros ensaios, para evitar problemas, recomenda-se utilizar hastes metálicas que possam travar os LVDT's na parte superior de modo a evitar deslocamentos indesejáveis, garantindo assim um bom contato dos aparelhos com o pilar, além disso, utilizar conexões mais seguras.

4.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Durante os ensaios, os deslocamentos horizontais foram medidos com 3 potenciômetros, P1, P2 e P3, da marca GEFTRAN, posicionados na face tracionada dos pilares. Os potenciômetros possibilitaram o registro das leituras dos deslocamentos horizontais, diretamente no sistema de aquisição de dados. A cada passo de carga eram realizadas as leituras dos deslocamentos. As leituras realizadas pelos LVDT5 e LVDT6, posicionados na rótula inferior e superior respectivamente, não foram usados para correções das leituras registradas pelos potenciômetros P1, P2 e P3, pois não apresentaram valores relevantes. Os resultados de deslocamentos horizontais para cada pilar serão apresentados nas Figura 4.9 à Figura 4.17.

Os pilares C40S, C50S e C60S apresentaram ruptura prematura por flexo-compressão na extremidade inferior, superior e inferior. Este tipo de ruptura é atribuída à descontinuidade do reforço de CFRP nas extremidades do pilar, conduzindo assim a uma mudança dos locais de ruptura, não ocorrendo a ruptura do reforço.

4.3.1 Deslocamentos horizontais – C30U

Analiando a Figura 4.9, verifica-se que durante todo o ensaio do pilar C30U, os potenciômetros P1 e P3 apresentaram resultados bem próximos.

O potenciômetro da região central, P2 foi o que apresentou o maior deslocamento, como esperado. Para uma força igual a 94,5% da carga última, correspondendo a 240,20 kN, o deslocamento registrado para P2 foi de 13,34 mm. Para esse mesmo nível de carregamento, os potenciômetros P1 e P3 apresentaram deslocamento de 11,48 mm e 11,97 mm, respectivamente. A Figura 4.9 apresenta os deslocamentos horizontais registrados pelos potenciômetros P1, P2 e P3 durante a realização do ensaio.

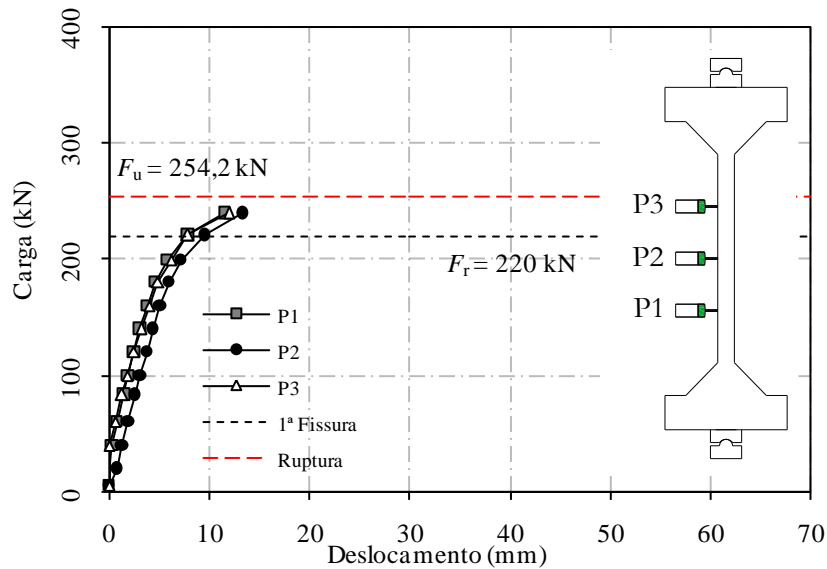


Figura 4.9 – Deslocamentos Horizontais - C30U

4.3.2 Deslocamentos horizontais – C30S

Os potenciômetros P1, P2 e P3 não funcionaram de maneira eficiente nas primeiras leituras, registrando valores irrelevantes e com pouca variação. O mau funcionamento dos potenciômetros pode ser atribuído ao mau contato nas ligações com os módulos de aquisição de dados ou nas roldanas.

O potenciômetro da região central, P2 foi o que apresentou o maior deslocamento. Durante todo o ensaio, os potenciômetros P1 e P3 apresentaram resultados bem próximos, e sempre inferiores ao P2.

Para uma força igual a 99,4% da carga última, correspondendo a 290 kN, os deslocamentos registrados pelos potenciômetros P1, P2 e P3 foram de 20,36 mm, 23,99 mm e 20,34 mm, respectivamente. A Figura 4.10 apresenta os deslocamentos horizontais registrados pelos potenciômetros P1, P2 e P3 durante a realização do ensaio.

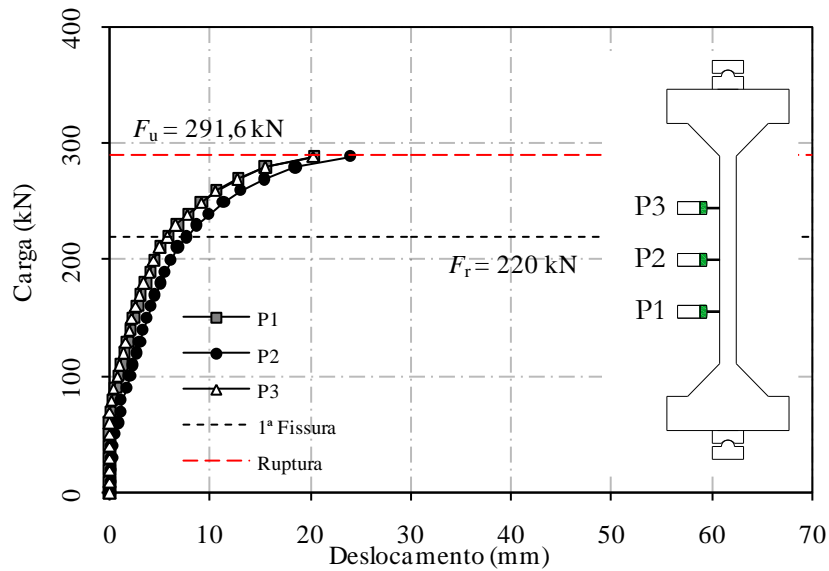


Figura 4.10 – Deslocamentos Horizontais - C30S

4.3.3 Deslocamentos horizontais – C40U

Os potenciômetros P1 e P2 não funcionaram de maneira eficiente nas primeiras leituras, registrando valores baixos e com pouca variação. O potenciômetro P1, só passou a registrar deslocamentos a 49,4% da carga de ruína e o P2 a 33 %. Durante todo o ensaio, o potenciômetro P3 apresentou deslocamentos superiores aos de P1 e P2. Apenas a 96,3% da carga de ruína, P2 apresentou deslocamento superior a P3.

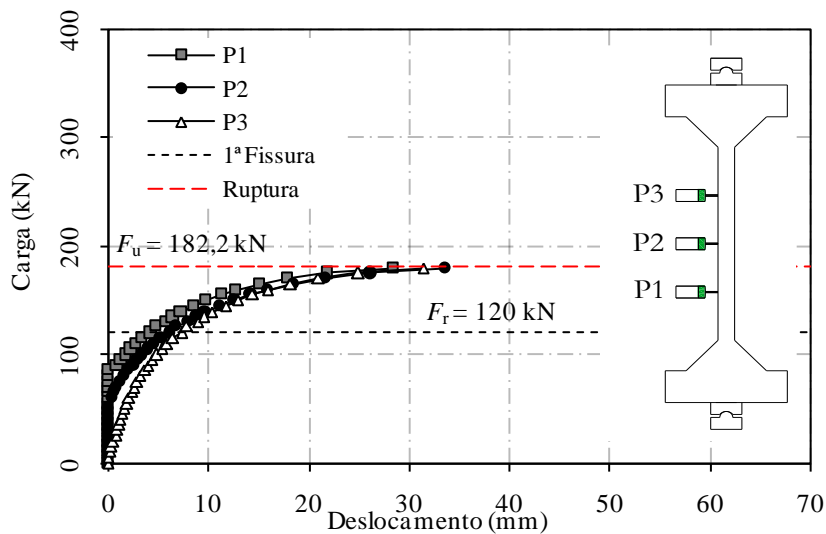
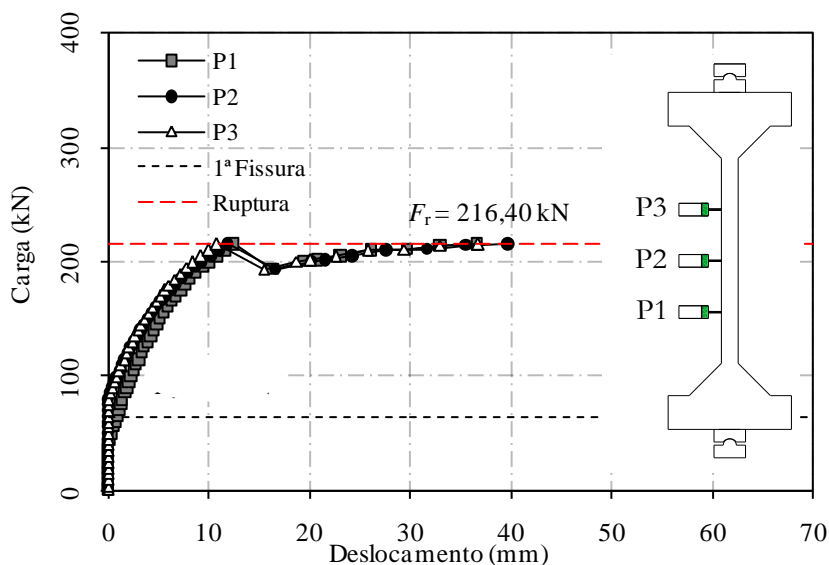


Figura 4.11 – Deslocamentos Horizontais - C40U

A 182,20 kN, correspondendo a 96,3% da carga de ruína, P1, P2 e P3 apresentavam valores de deslocamentos de 28,38 mm, 33,53 mm e 31,41 mm, respectivamente.

4.3.4 Deslocamentos horizontais – C40S

Durante a realização dos ensaios do pilar C40S, o potenciômetro P1 só passou a registrar leituras de deslocamentos a 21% da carga de ruptura, P2 e P3 a 40%. A Figura 4.12 apresenta os deslocamentos horizontais registrados pelos potenciômetros P1, P2 e P3 durante a realização do ensaio.



Para um carga de 211 kN, correspondendo a 97,5% da carga de ruína, os potenciômetros P1 e P3 passaram a registrar deslocamentos coerentes. Para uma força igual a 99,5% da carga última, correspondendo a 215,40 kN, os deslocamentos registrados pelos potenciômetros P1, P2 e P3 foram de 36,56 mm, 39,72 mm e 36,74 mm, respectivamente.

4.3.5 Deslocamentos horizontais – C50U

Nos resultados do pilar C50U, verifica-se que para os passos de cargas iniciais os potenciômetros P1, P2 e P3 não funcionaram adequadamente, apresentando valores de deslocamento muito baixo, e com pouca variação.

Na última leitura, a 98,4% da carga de ruptura, o registro de deslocamento na região central do pilar foi de 41,92 mm. E nos pontos de P1 e P3 foi de 31,42 mm e 32,75 mm, respectivamente. O potenciômetro P2, da região central, foi o que apresentou maiores deslocamentos, como esperado.

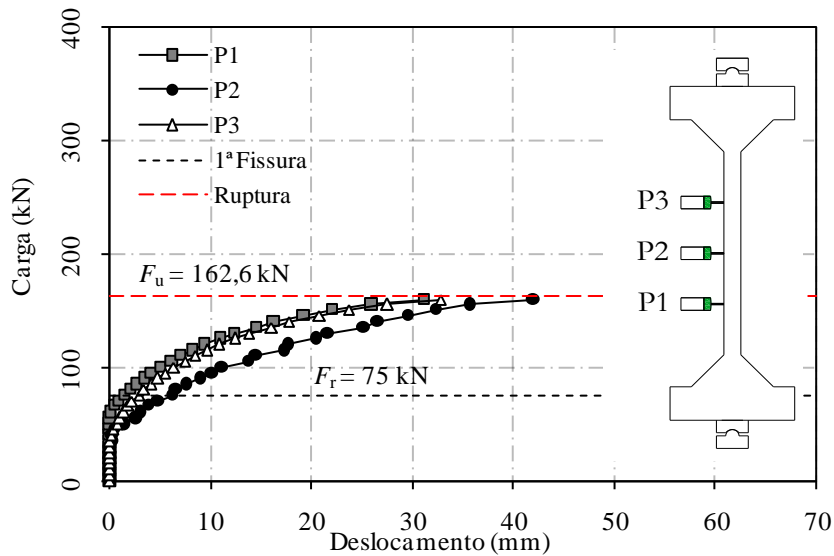


Figura 4.13 – Deslocamentos Horizontais – C50U

4.3.6 Deslocamentos horizontais – C50S

Durante a realização do ensaio do pilar C50S, o potenciômetro P3 apresentou deslocamento superior ao do potenciômetro P2 até 50,4% da carga de ruína.

Os valores registrados de deslocamentos máximos dos potenciômetros P1, P2 e P3, foram 36,31mm , 41,31mm e 37,77mm, respectivamente, para uma força de 179,80 kN, correspondendo a 94,9 % da força de ruína.

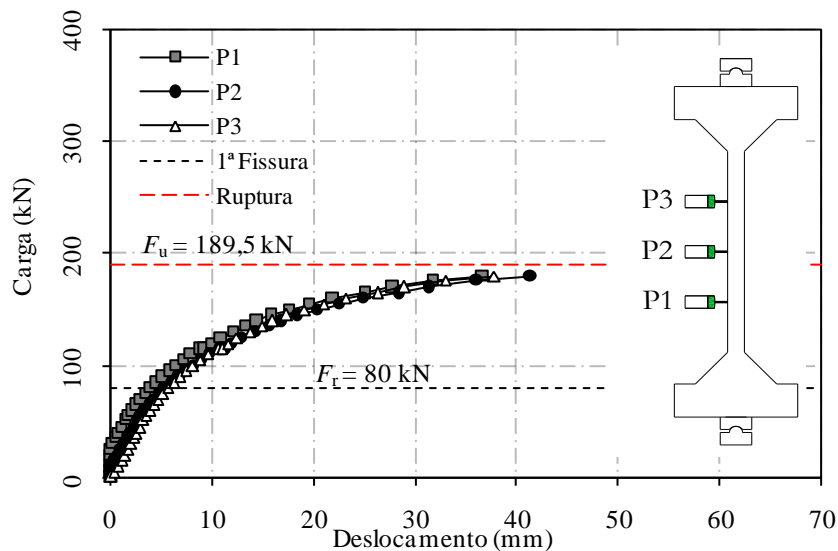


Figura 4.14 – Deslocamentos Horizontais – C50S

4.3.7 Deslocamentos horizontais – C60U

Durante a realização do ensaio do pilar C60U, o potenciômetro P1 apresentou deslocamento superior ao P2 até o último passo de carga registrado. O potenciômetro da região central, P2 foi o que apresentou o maior deslocamento. Para uma força igual a 99,1% da carga última, correspondendo a 139,80 kN, o deslocamento registrado para P2 foi de 43,88 mm. Para esse mesmo nível de carregamento, os potenciômetros P1 e P3 apresentaram deslocamento máximo registrado de 37,88 mm e 39,15 mm, respectivamente.

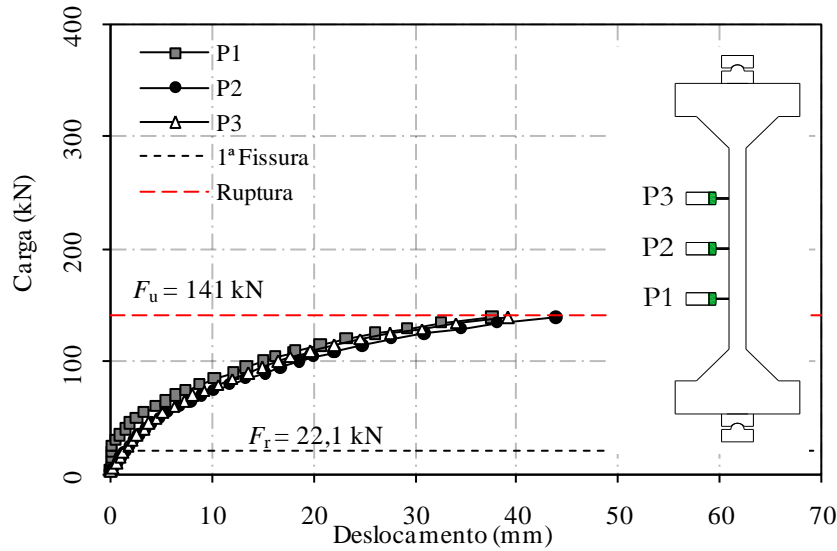


Figura 4.15 – Deslocamentos Horizontais – C50S

4.3.8 Deslocamentos horizontais – C60S

Para o pilar C60S, o potenciômetro da região central, P2 foi o que apresentou o maior deslocamento final, no entanto, durante o ensaio, o potenciômetro P1 apresentou deslocamento horizontal superior ao P2 até 59,4 da carga de ruína. E P3 apresentou deslocamento superior a P2 até 69,8% da carga de ruína.

Para uma força igual a 98,1% da carga última, correspondendo a 190 kN, os deslocamentos registrados pelos potenciômetros P1, P2 e P3 foram de 42,90 mm, 47,06 mm e 44,79 mm, respectivamente. A Figura 4.16 apresenta os deslocamentos horizontais registrados pelos potenciômetros P1, P2 e P3 durante a realização do ensaio.

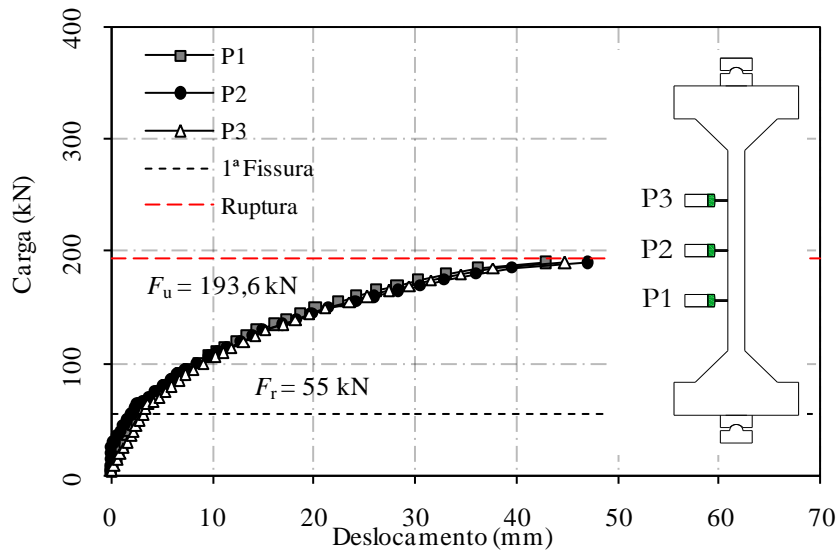


Figura 4.16 – Deslocamentos Horizontais – C60S

4.3.9 Pilares Agrupados

Neste item será realizado uma análise dos deslocamentos horizontais de todos os pilares. Para esta análise será usado apenas os dados de leitura do deslocamentos central, leitura realizada pelo potenciômetro P2. A Figura 4.17 mostra os deslocamentos dos pilares estudados.

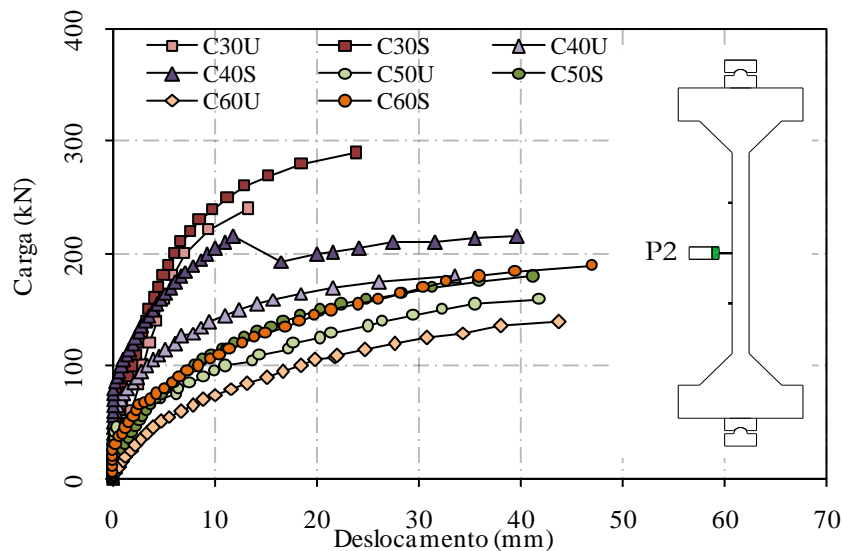


Figura 4.17 – Comparação dos deslocamentos horizontais dos pilares na região central

Para todos os pilares, não foi possível registrar o deslocamento máximo último, por que no momento de ruína do pilar, há grandes incrementos de deslocamentos horizontais, dificultando o registro dos deslocamentos e identificação do valor máximo último. Os

valores últimos apresentandos na Figura 4.17 correspondem a um passo de carga antes da ruína do pilar, e não ao valor máximo último de deslocamento.

Verifica-se que os pilares com maiores excentricidades, tanto para os reforçados como os sem reforço, são os que apresentam os maiores deslocamentos horizontais. Isto é atribuível, aos efeitos de segunda ordem, que passam apresentar-se com maior intensidade nos pilares de maiores excentricidades.

Analisando os pilares com mesma excentricidade, um de referência e um com reforço, percebe-se que os pilares sem reforço apresentaram menores deslocamentos horizontais, quando comparados aos reforçados. Além disso, os pilares reforçados apresentaram comportamento mais rígido em relação aos pilares de referência.

4.4 CARGAS DE RUÍNA E MODOS DE RUÍNA DOS PILARES

A determinação do modo de ruína foi realizada por meio da observação do comportamento dos pilares durante os ensaios, levando-se em consideração as deformações na armadura, concreto e no reforço. Além disso, para a comprovação dos modos de ruína dos pilares de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, foram utilizados os domínios de deformações apresentados pela norma brasileira. Foram elaboradas as curvas de interações dos pilares, carga x momento da seção transversal de cada pilar, especificando os limites entre cada domínio. Foi considerado a deformação última de esmagamento do concreto ϵ_{cu} igual a 3,5‰.

A Tabela 4.3 apresenta os modos de ruína dos pilares, com suas respectivas forças de ruína, resistências e deformações no concreto, na armadadura e no reforço. Na Figura 4.18 e Figura 4.19 são apresentados os diagramas de interações dos pilares, onde são demonstrados os momento fletores últimos calculados ($M_{u,calc}$). Para os pilares que apresentaram a mesma resistência a compressão do concreto os curvas de interações ficaram no mesmo gráfico.

Tabela 4.3 – Forças de ruína e modos de ruína dos pilares

PILAR	$e_{inicial}$ (mm)	F_u (kN)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	P2 (mm)	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)	ϵ_f (‰)	Modo de ruína
C30U	30	254,20	33	30,7	13,34	-2,15	0,31	-	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto, sem escoamento da armadura. (Domínio 4)
C30S		291,60	33	30,7	23,99	-2,62	0,84	1,96	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto. (Domínio 4)
C40U	40	182,20	32	29,9	33,54	-2,60	2,21	-	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto e escoamento da armadura. (Domínio 3)
C40S		216,40	32	29,9	39,72	-2,47	1,86	3,94	Ruína por flexo-compressão na extremidade superior
C50U	50	162,60	32	29,9	41,92	-2,75	2,54	-	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto e escoamento da armadura. (Domínio 3)
C50S		189,50	32	29,9	41,31	-2,19	1,96	3,67	Ruína por flexo-compressão na extremidade inferior
C60U	60	141,00	33	30,7	43,88	-2,80	2,88	-	Ruína por flexo-compressão com grande excentricidade, com ruptura do concreto e escoamento da armadura. (Domínio 3)
C60S		193,60	33	30,7	47,06	-3,5	2,71	4,19	Ruína por flexo-compressão na extremidade superior

Obs.:

 F_u = força de ruína $e_{inicial}$ = excentricidade inicial

P2 = deslocamento horizontal da região central correspondente a um passo de carga antes da ruína

 ϵ_c = deformação específica média do concreto correspondendo a um passo de carga antes da ruína ϵ_s = deformação específica média do aço correspondendo a um passo de carga antes da ruína ϵ_f = deformação específica média do CFRP correspondendo a um passo de carga antes da ruína

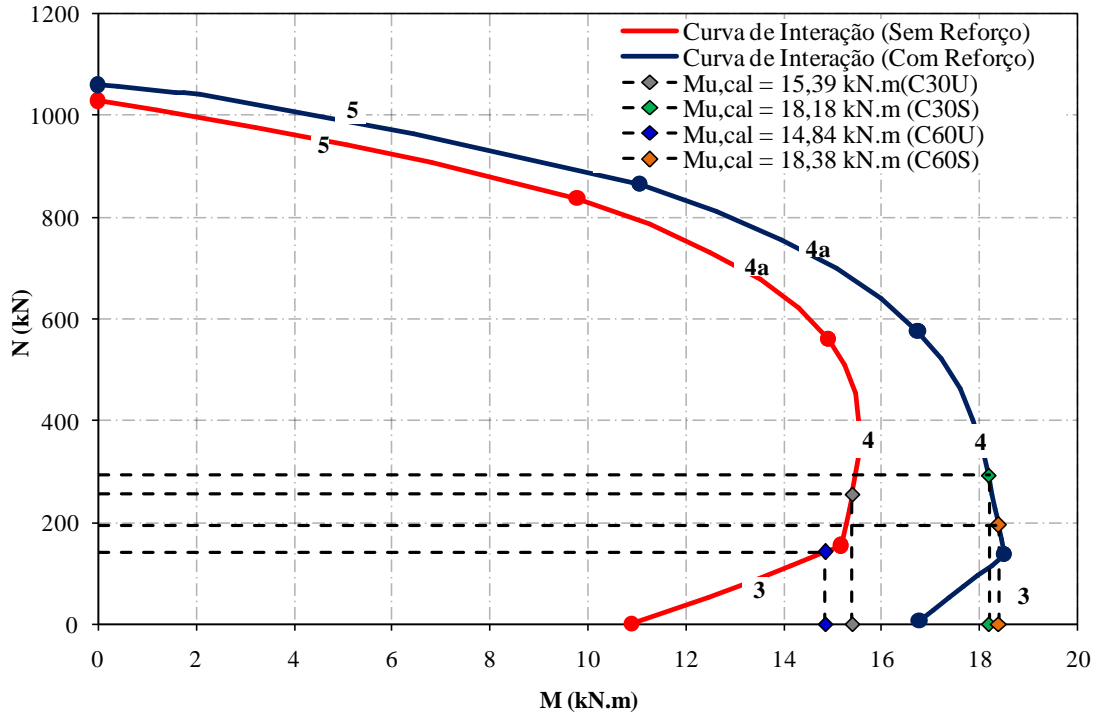


Figura 4.18 – Diagrama N-M dos pilares - C30U, C30S, C60U, C60S

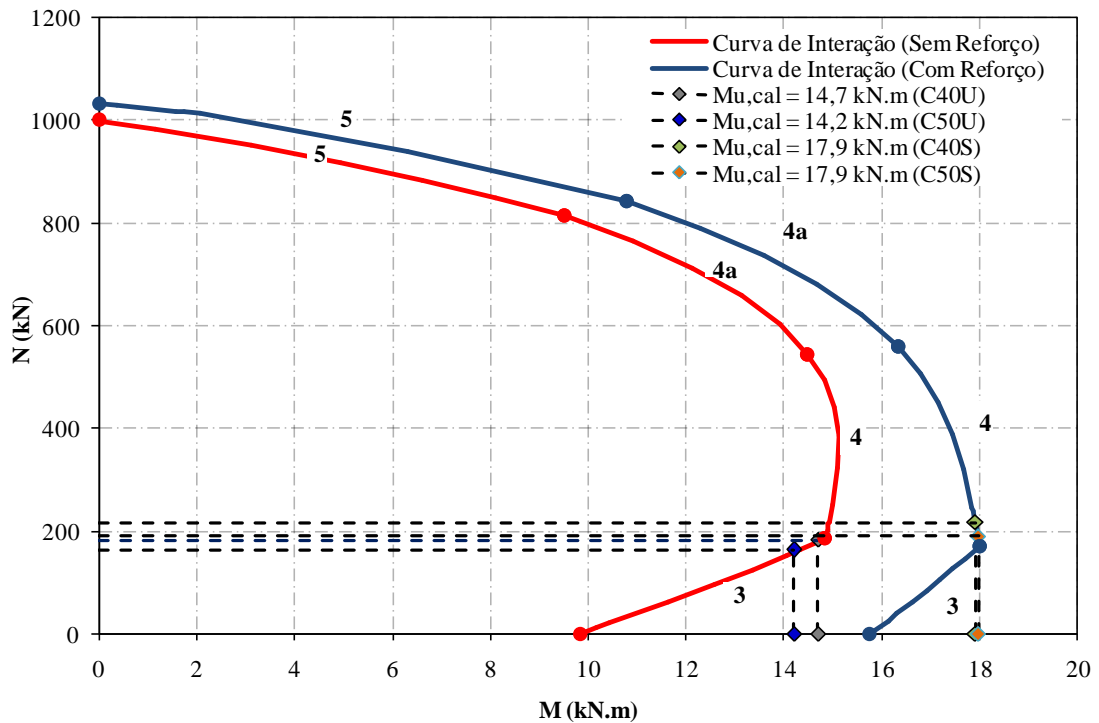


Figura 4.19 – Diagrama N-M dos pilares - C40U, C50U, C40S e C50S

Os modos de ruína dos pilares estão apresentadas nas Figura 4.20 a Figura 4.27. Em seguida são apresentadas as análises dos modos de ruína apresentado pelos pilares.



a) Vista Frontal Face F



b) Face tracionada T

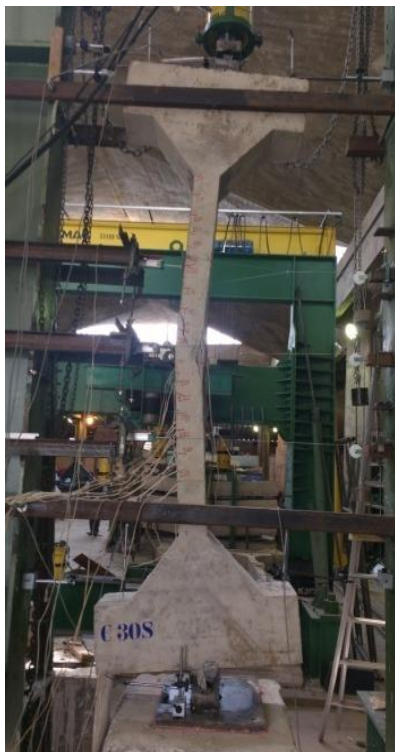


c) Face D



d) Face C

Figura 4.20 – Modo de ruína do pilar C30U



a) Vista Frontal Face F



b) Face T



c) Face D



d) Face C

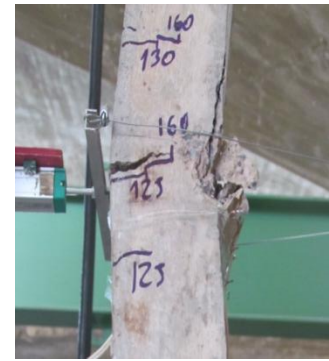
Figura 4.21 – Modo de ruína do pilar C30S



a) Vista Frontal Face F



b) Face D e Face T



c) Face F



d) Face C

Figura 4.22 – Modo de ruína do pilar C40U



a) Vista Frontal Face F



b) Ruína na extremidade superior



d) Extremidade superior da Face C



c) Extremidade superior da Face T



e) Face C – Região Central

Figura 4.23 – Modo de ruína do pilar C40S



a) Vista Frontal Face F



b) Face T



d) Face D - Região Central



c) Face F - Região Central



e) Face C - Região Central

Figura 4.24 – Modo de ruína do pilar C50U



a) Vista Frontal Face F



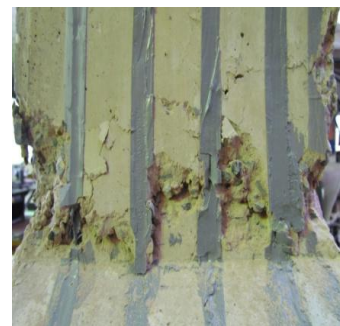
b) Extremidade inferior Face T



d) Extremidade inferior Face D



c) Extremidade inferior Face F



e) Extremidade inferior Face C

Figura 4.25 – Modo de ruína do pilar C50S



a) Vista Frontal Face F



b) Face T



c) Face D - Região Central



d) Face C - Região Central

Figura 4.26 – Modo de ruína do pilar C60U



a) Vista Frontal Face F



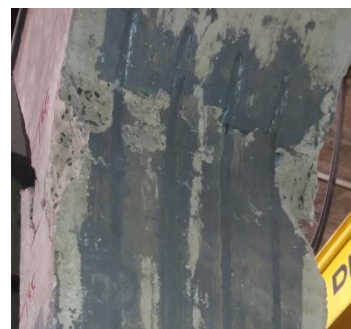
b) Extremidade superior Face T



d) Extremidade superior Face D



c) Extremidade superior Face F



e) Extremidade superior Face C

Figura 4.27 – Modo de ruína do pilar C60S

Os pilares C30U, C30S, C40U, C50U e C60U apresentaram ruína por flexo-compressão com grande excentricidade na região central, com as seções transversais apresentando tensões de tração e de compressão.

O pilar C30U a uma carga de 240,20 kN correspondendo a 94,5% da carga de ruína, apresentava deformações médias armadura tracionada de 0,31‰, evidenciando deformações distantes da tensão corresponde ao escoamento do material. Para esse mesmo nível de carregamento, as deformações registradas no concreto era da ordem de -2,1‰, indicando que até o momento da ruína o concreto chegaria a deformações da ordem 3,5‰, correspondendo ao esmagamento do concreto. Pelas análises das deformações nos dois materiais fica evidente que a ruína ocorreria por esmagamento do concreto, sem o escoamento da armadura tracionada, ruína típica do domínio 4, comprovada pela análise do diagrama representado na Figura 4.18.

O pilar C30S com excentricidade relativa de 0,25, a 99,40% da carga de ruína apresentava deformações no reforço de fibra de carbono da ordem de 1,97‰, na armadura tracionada as deformações eram da ordem de 0,84‰ e no concreto -2,62‰. Durante a realização dos ensaios não foi verificada a ruptura do reforço. A partir dos dados de deformações é possível verificar que há uma tendência do esmagamento do concreto. De acordo com o diagrama de interação a ruína desse pilar é típica do domínio 4, esmagamento do concreto (Figura 4.18).

Para o pilar C40U foram registradas deformações médias na armadura tracionada de 2,21‰, e no concreto de -2,6‰ a uma carga de 180 kN, que corresponde a 98,79% da carga de ruína. A partir das deformações da armadura tracionada fica evidente o escoamento da armadura até o momento da ruína, já que o a deformação para o início do escoamento obtida a partir dos ensaios de caracterização do aço, indicou deformação de 2,66‰, além disso, o concreto ainda registrava deformações de 2,6‰ e hipoteticamente alcançaria deformações de esmagamento do concreto comprimido, da ordem de 3,5‰. Indicando o escoamento do aço, seguido pelo esmagamento do concreto, ruína típica do domínio 3 (Figura 4.19).

A 98,45% da carga de ruína, o pilar C50U apresentava deformações no concreto da ordem de -2,75‰, na armadura tracionada de 2,54‰. A deformação para o início do escoamento

obtida a partir dos ensaios de caracterização do aço, indicou deformação de 2,66‰. Para este pilar pode-se concluir que ocorreria o escoamento do aço, seguido pelo esmagamento do concreto, ruína do Domínio 3 (Figura 4.19).

O último registro de deformações realizando para o pilar C60U foi a 99,14% da carga de ruína do pilar. As armaduras da camada tracionada apresentaram deformação média de 2,88‰. E o concreto apresentava deformações da ordem de -2,80‰. A partir das deformações da armadura tracionada fica evidente o escoamento da armadura até o momento da ruína, já que a deformação para o início do escoamento obtida a partir dos ensaios de caracterização do aço, indicou deformação de 3,02‰. Indicando o escoamento do aço, seguido pelo esmagamento do concreto, ruína típica do Domínio 3 (Figura 4.18).

Os pilares C40S, C50S e C60S apresentaram modo de ruína por flexo-compressão na extremidade superior, inferior e superior respectivamente. Isto é atribuído à descontinuidade do reforço de CFRP nas extremidades, conduzindo assim a uma mudança dos locais de ruína. Este modo de ruína pode ser evitado adotando um sistema de ancoragem para o reforço nas extremidades dos pilares.

Para os pilares C40S, C50S e C60S as deformações médias no reforço de fibra de carbono a um passo de carga antes da ruína estavam na ordem de 3,94‰, 3,67‰ e 4,20‰ respectivamente, com uma deformação média na armadura tracionada na ordem de 1,86‰, 1,96‰ e 2,71‰, respectivamente e no concreto comprimido de -2,47‰, -2,19‰ e 3,54‰, respectivamente. Pela análise dos resultados, é possível verificar que se não tivesse ocorrido a ruína prematura desses pilares, possivelmente eles poderiam ter apresentado ruína por flexo-compressão na região central.

4.5 INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE

A Figura 4.28 apresenta o efeito da excentricidade de aplicação de carga sobre a resistência final dos pilares (F_u). Como já era esperado, aumentando-se a excentricidade inicial, resulta em uma diminuição na carga de ruptura dos pilares. Isto ocorre para todos os pilares, tanto os de referência (sem reforço) como para os reforçados, no entanto, o pilar C60S apresentou força de ruína superior ao pilar C50S. A diferença na resistência do concreto desses pilares, as imperfeições geométricas ou até mesmo falha no

posicionamento da carga a ser aplicada podem ter acarretado que o pilar C50S tenha apresentado carga de ruína inferior ao C60S.

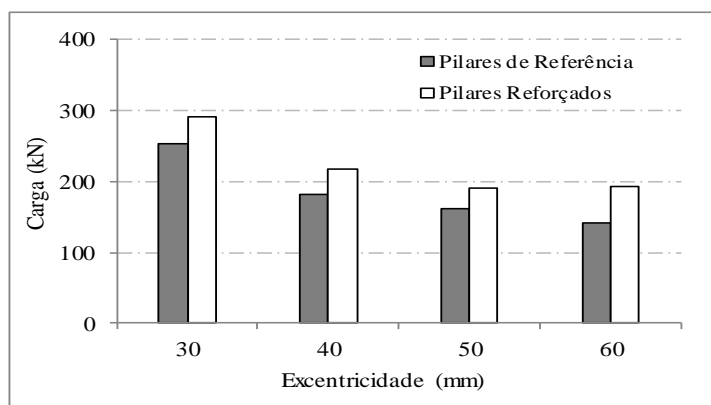


Figura 4.28 – Influência do reforço de CFRP e da excentricidade na capacidade de carga última dos pilares

4.6 EFICIÊNCIA E EFICÁCIA DO REFORÇO

A avaliação da eficiência e eficácia da técnica de reforço aplicada nos pilares foi realizada a partir dos resultados experimentais dos incrementos de resistência em relação aos pilares de referência, e algumas análises realizadas em função da aplicação desta técnica de reforço.

Analisando os resultados da Tabela 4.4 verifica-se que o ganho de resistência aumenta com o aumento da excentricidade relativa. Este fato é fácil de ser compreendido, uma vez que as lâminas de CFRP longitudinais tornam-se mais eficazes quando a flexão torna-se dominante. Esta técnica de reforço é eficiente, no entanto, a sua eficácia depende do aumento da excentricidade relativa. No entanto, verifica-se que o ganho de resistência foi menor para o pilar C50S do que para o pilar C40S.

Tabela 4.4 – Acréscimo de resistência dos pilares reforçados

PILAR	$e_{inicial}$ (mm)	e/h	L (mm)	ρ (%)	ρ_f (%)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	F_u (kN)	Incremento de resistência (%)	
C30U	30	0,25	2500	1,57	-	33	596	254,20	-	
C30S					0,32			291,60	14,7	
C40U	40	0,33			-	32	519	182,20	-	
C40S					0,32			216,40	18,8	
C50U	50	0,42			-	0,32	32	519	162,60	-
C50S					0,32				189,50	16,7
C60U	60	0,50			-	0,32	33	596	141,00	-
C60S					0,32				193,60	37,3

A Figura 4.29 apresenta graficamente o incremento de resistência dos pilares reforçados em relação aos pilares de referência, em função da excentricidade relativa.

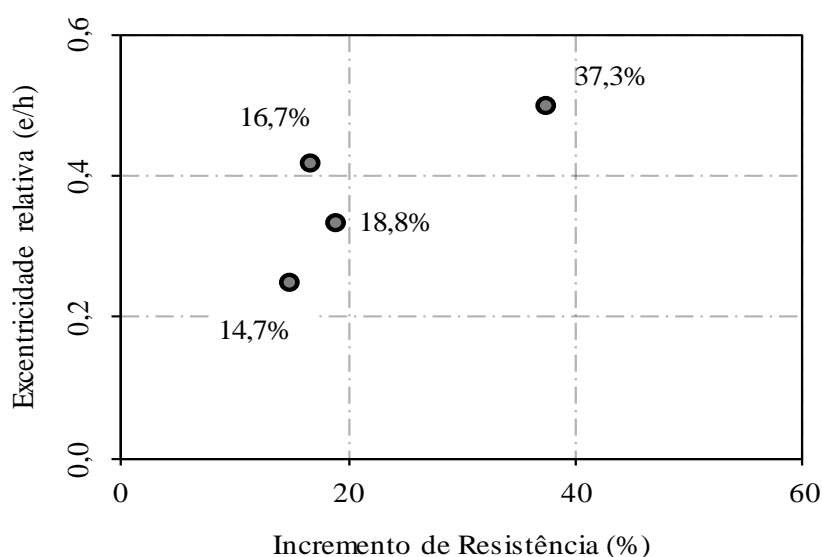


Figura 4.29 – Relação incremento de resistência x excentricidade relativa (e/h)

Três pilares apresentaram ruína prematura, C40S, C50S e C60S, por descontinuidade do reforço de CFRP nas extremidades, evidenciando que se esses pilares tivessem apresentado ruínas por flexo-compressão na região central, maiores incrementos de resistência poderiam ter sido alcançado. Este modo de ruína pode ser evitado adotando um sistema de ancoragem para os reforço nas extremidades dos pilares.

A técnica de reforço NSM com lâminas de CFRP garante aos elementos estruturais reforçados maior proteção para carga de impacto e vandalismo, além disso, pelo fato das fibras serem produzidas em rolo, garante uma maior facilidade de transporte. No entanto, tem limitação da quantidade de lâminas em função das dimensões da seção transversal a ser reforçada. Além disso a execução do corte exige maiores cuidados devido às suas dimensões reduzidas das aberturas.

Para a técnica de reforço NSM os dois modos de ruína mais comuns são, descolamento do reforço devido à ruptura do adesivo e deslocamento do concreto em torno do reforço. No entanto, nesta pesquisa não foi verificada o descolamento do reforço. Nos ensaios realizados por Gajdosova (2010), com pilares esbeltos submetidos a carga de compressão excêntrica e reforçados por essa mesma técnica de reforço, não foi verificada o

descolamento do reforço, evidenciando que para pilares submetidos a flexo-compressão não há descolamento do reforço.

4.7 FISSURAÇÃO

Durante a realização dos ensaios, a aplicação do carregamento foi realizada em passos de cargas de 5 kN, 10 kN ou 20 kN, valor esse que dependia da carga de ruptura estimada. A cada passo de carga era verificada a manifestação de fissuras provocada pelo efeito de flexão nos pilares, sendo estas, devidamente marcada com um pincel, e identificada à carga que deu origem aquela fissura.

É importante destacar que, algumas fissuras podem ter sido marcadas equivocadamente, por divergências no momento de se transportar os pilares até o pórtico para a realização dos ensaios, fissuras causadas pela retração, ou pelo fato da verificação das fissuras terem sido realizadas a cada passo de carga, e não ininterruptamente. A Tabela 4.5 apresenta um resumo das forças de fissuração dos pilares, registrada quando surgiu a primeira fissura percebida visualmente.

Tabela 4.5 – Características do concreto, forças de fissuração (F_r) e forças últimas dos pilares (F_u)

Pilar	$e_{inicial}$ (mm)	f_c (MPa)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	F_u (kN)	F_r (kN)	F_u/F_r
C30U	30	33	3,3	30,7	254,20	220,00	1,15
C30S					291,60	220,00	1,32
C40U	40	32	3,1	29,9	182,20	120,00	1,52
C40S					216,40	135,00	1,60
C50U	50	32	3,1	29,9	162,60	75,00	2,17
C50S					189,50	80,00	2,30
C60U	60	33	3,3	30,7	141,00	22,10	6,38
C60S					193,60	55,00	3,52

Analisando a Tabela 4.5 é possível observar que o aumento da excentricidade inicial resultou em uma maior tendência do surgimento das fissuras, isto ocorre pelo aumento da influência da flexão nos pilares.

O mapeamento das fissuras de todos os pilares está exposto da Figura 4.30 à Figura 4.37. Analisando o mapa de fissuração de todos os pilares, verifica-se que a presença do reforço restringiu a abertura de fissuras.

Todos os pilares sem reforço, C30U, C40U, C50U e C60U apresentaram padrão de fissuração parecido, além disso, apresentaram maior fissuração na face tracionada (Face T). Foi observado que nestes pilares as maiores fissuras surgiram à meia altura na face tracionada. Pode-se ainda observar que ocorrem fissuras próximas às regiões dos consolos, além disso, com o aumento da excentricidade inicial e com o aumento da carga aplicada, estes pilares tenderam a apresentar maiores aberturas de fissuras devido ao escoamento da armadura longitudinal.

No pilar C30S as fissuras causadas por tensões de tração surgiram ao longo das extremidades da face tracionada, no entanto essas fissuras eram contínuas apenas na região central (Figura 4.31).

O pilar C60S apresentou fissuras não contínuas ao longo de todo o lado tracionado, essas fissuras apareceram principalmente próximas às extremidades do pilar (Figura 4.37). Esse mesmo mecanismo de fissuração foi observado por Gajdosova (2010), que utilizou essa mesma técnica de reforço para os pilares.

Analisando a Figura 4.33 e Figura 4.35 verifica-se que os pilares reforçados C40S e C50S apresentam idênticos padrões de fissuras.

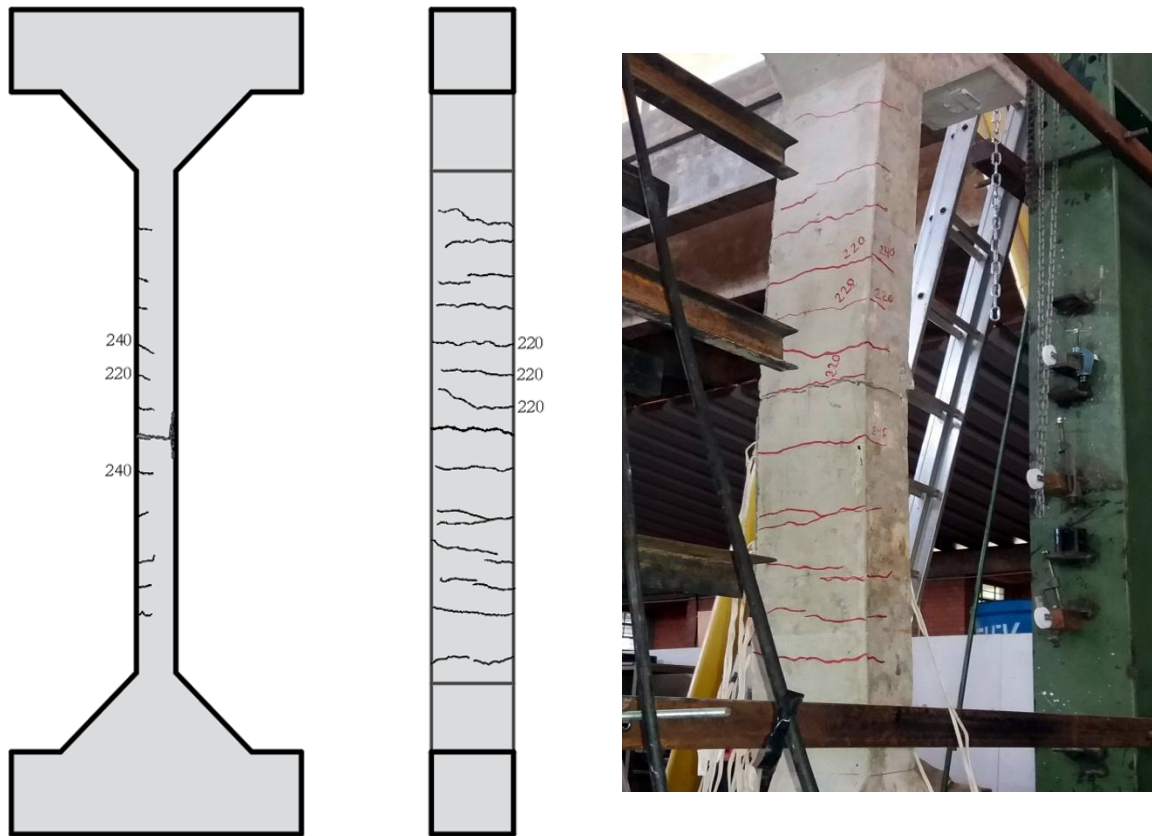


Figura 4.30 – Fissuras do Pilar C30U



Figura 4.31 – Fissuras do Pilar C30S

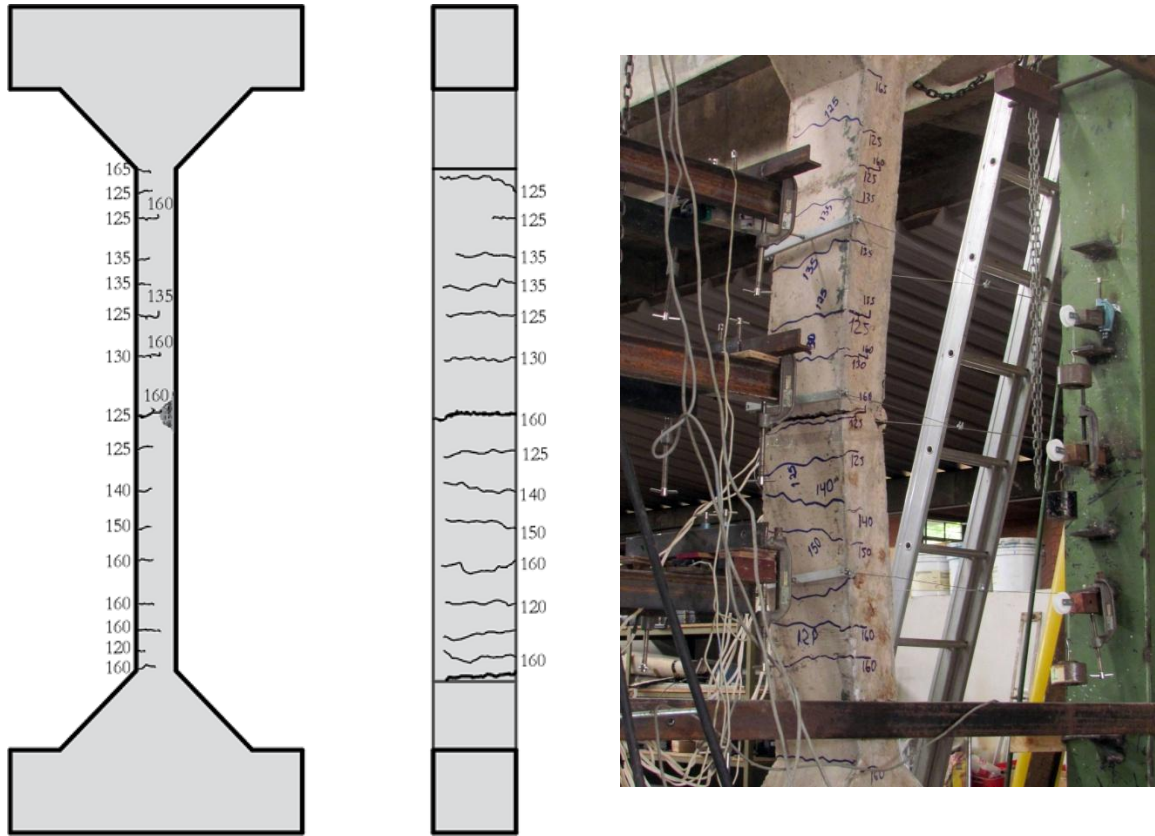


Figura 4.32 – Fissuras do Pilar C40U

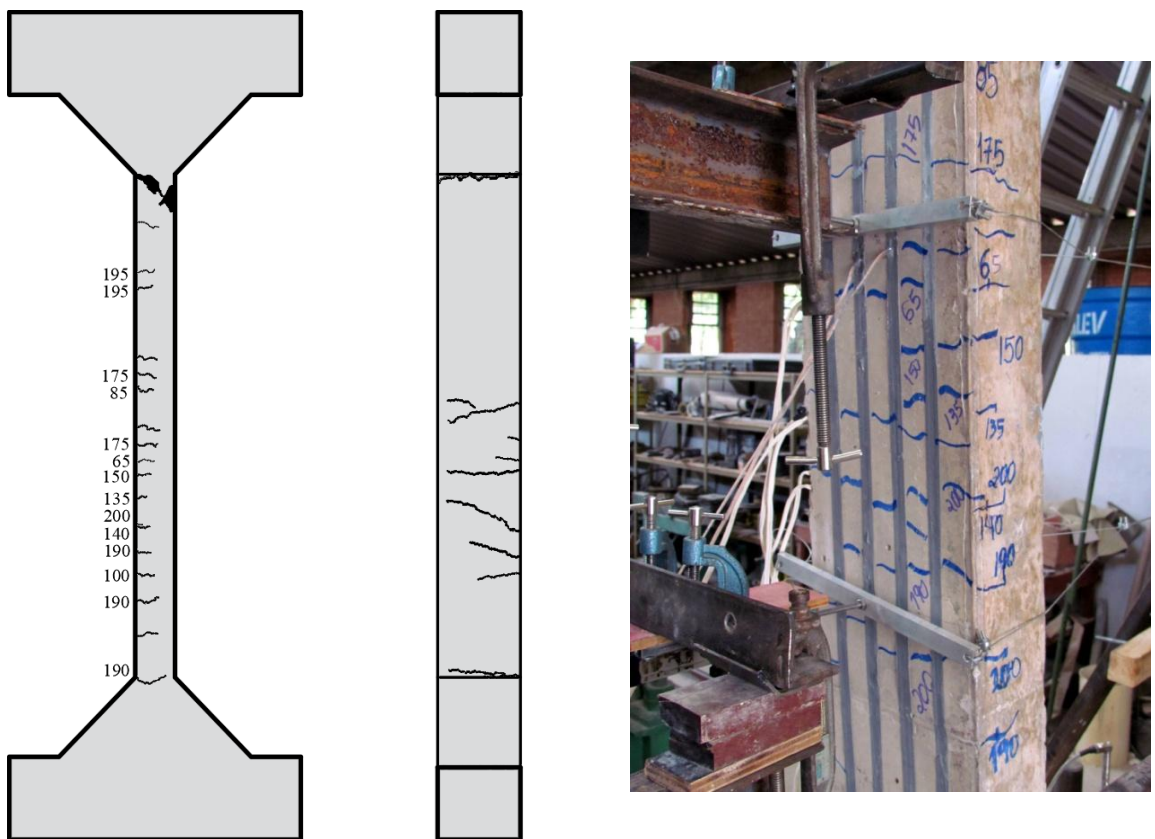


Figura 4.33 – Fissuras do Pilar C40S

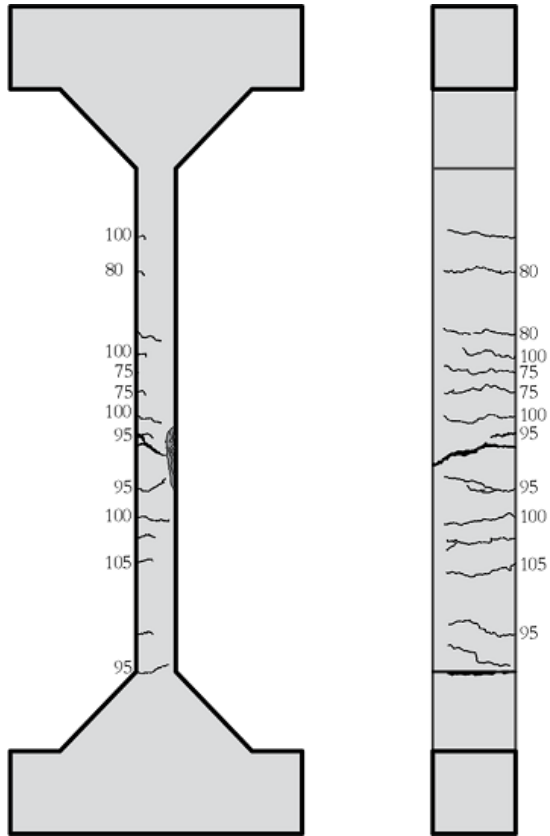


Figura 4.34 – Fissuras do Pilar C50U

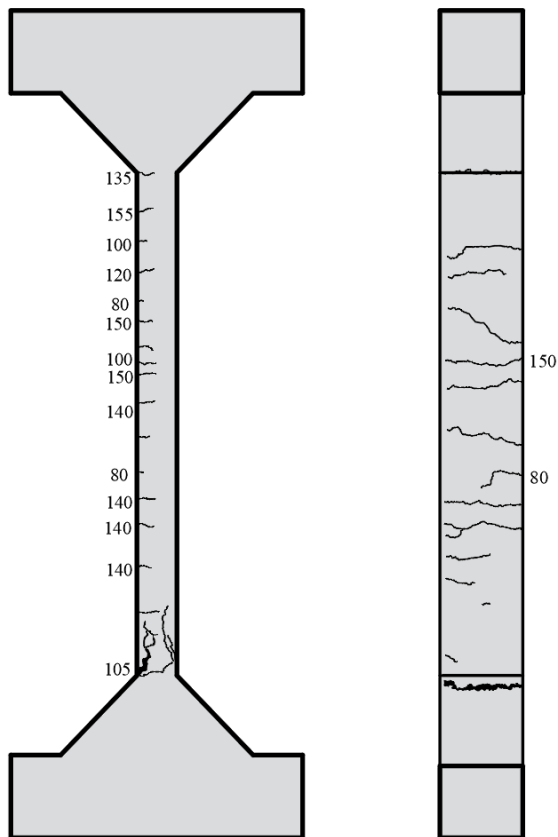


Figura 4.35 – Fissuras do Pilar C50S

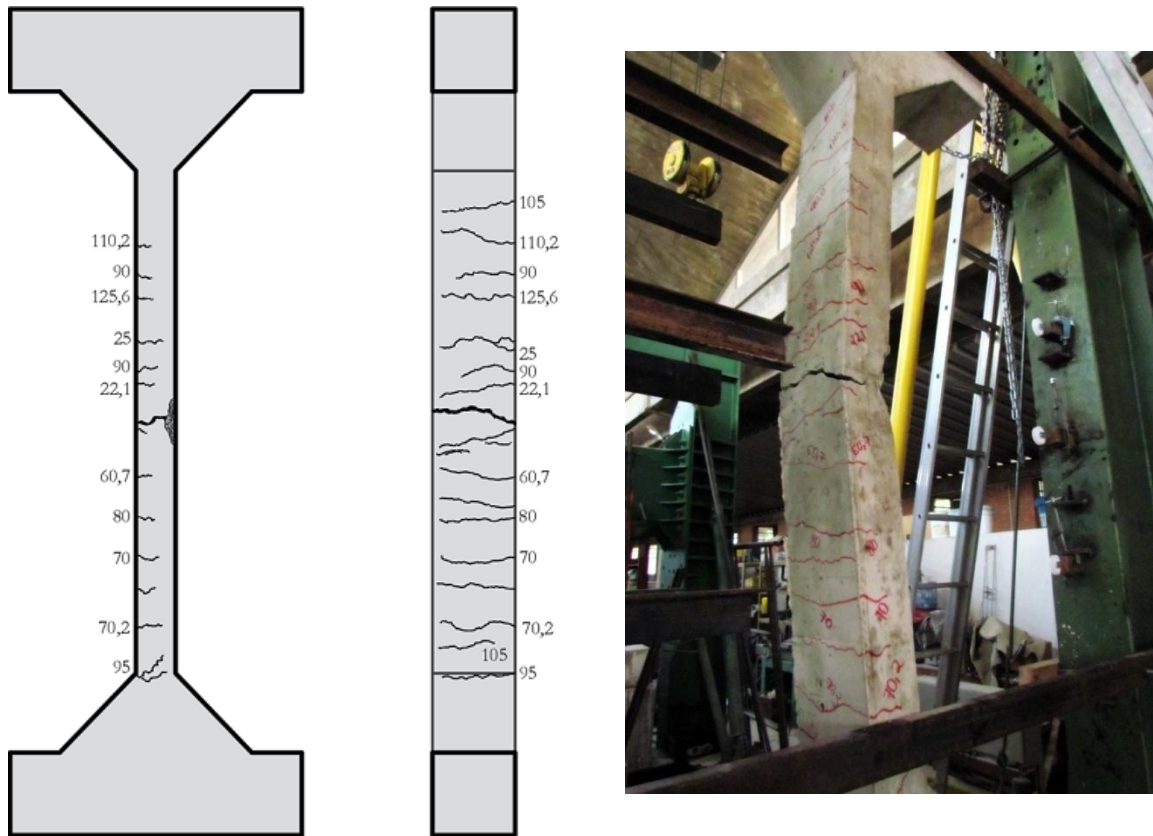


Figura 4.36 – Fissuras do Pilar C60U

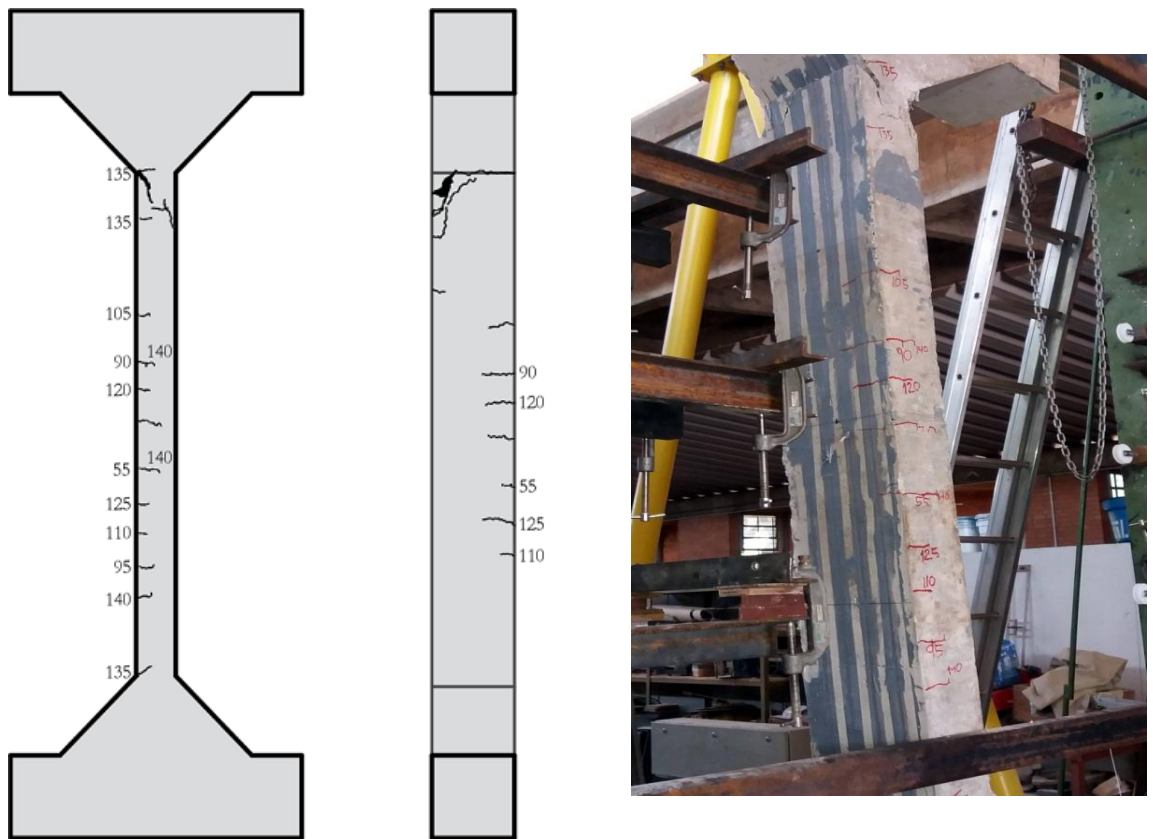


Figura 4.37 – Fissuras do Pilar C60S

4.8 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO CONCRETO

Da Figura 4.38 à Figura 4.53 é apresentado o comportamento carga x deformação na face mais comprimida dos pilares durante o ensaio. São apresentados os gráficos individualmente das deformações apresentadas por cada extensômetro e as médias das deformações.

Para indicar o esmagamento do concreto comprimido em peças submetidas à flexão simples ou flexo-compressão composta, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece uma deformação da ordem de 3,5%.

4.8.1 Deformações Específicas no Concreto - C30U

De acordo com a Figura 4.38 verifica-se um comportamento irregular dos resultados dos extensômetros EC1, EC2 e EC3 na fase inicial de carregamento. Esse comportamento pode ter sido causado por uma acomodação do pilar no início do carregamento. No entanto, verifica-se que após a primeira etapa de carregamento o concreto apresenta comportamento coerente.

Percebe-se também que os três extensômetros apresentam deformações diferentes para a mesma carga aplicada, com grandes dispersões, apontando para a existência de uma excentricidade na direção perpendicular à da excentricidade aplicada.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 registraram deformações de -1,9‰, -2,1‰ e -2,4‰, respectivamente, a uma carga de 240,20 kN, que corresponde a 94,5% da carga de ruína. A média das deformações registradas para esse nível de carregamento foi de -2,1‰, demonstrando uma tendência do esmagamento do concreto até a ruína do pilar.

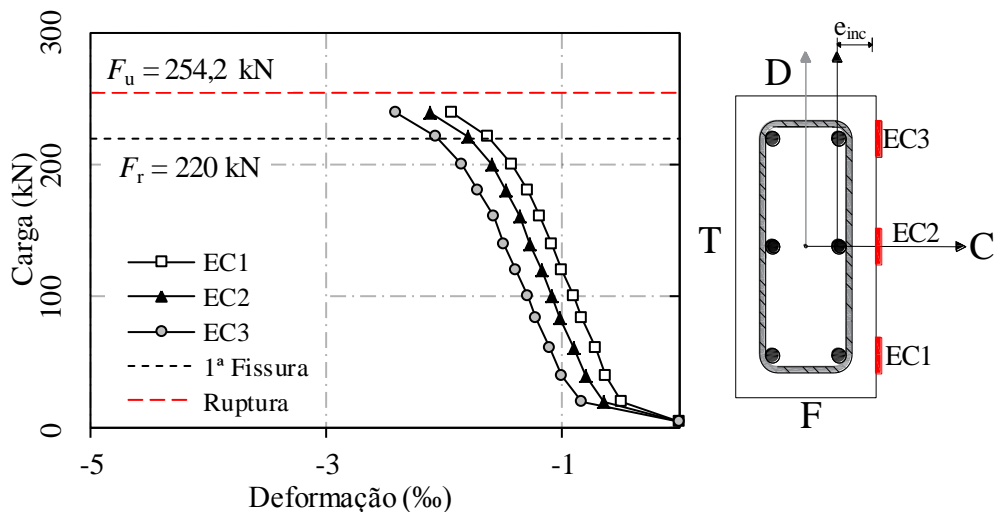


Figura 4.38 – Deformações Específica no Concreto - C30U

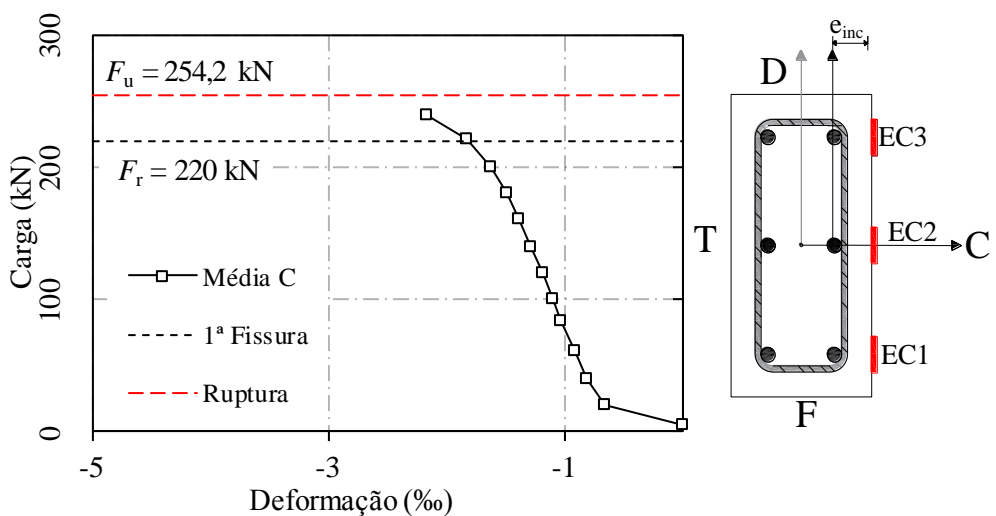


Figura 4.39 – Média das Deformações Específica no Concreto - C30U

4.8.2 Deformações Específicas no Concreto - C30S

Analisando a Figura 4.40 verifica-se que o pilar C30S apresentou um bom comportamento durante o ensaio. No entanto o extensômetro EC1 apresentou uma pequena dispersão nas suas leituras. Verificou-se também a existência de uma excentricidade na direção paralela ao lado maior da seção transversal.

Os extensômetros EC1, EC2 e EC3 registraram deformações de compressão de -2,38 %, -2,81% e -2,68 %, respectivamente, para uma força de 290,0 kN, correspondendo a 99,4% da força de ruína, com média das deformações -2,62 %, para o mesmo carregamento, indicando que o concreto até a ruptura estaria propenso ao esmagamento (3,5%).

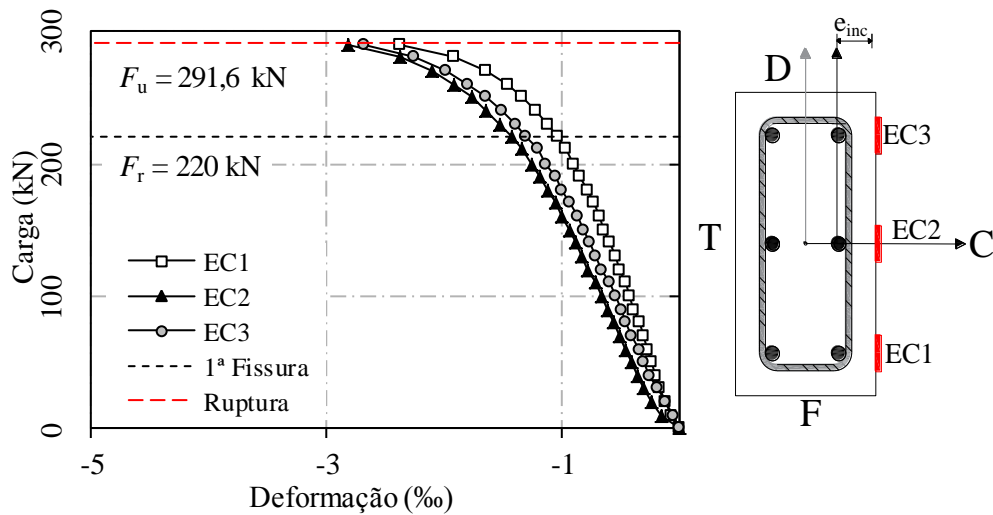


Figura 4.40 – Deformações Específica no Concreto - C30S

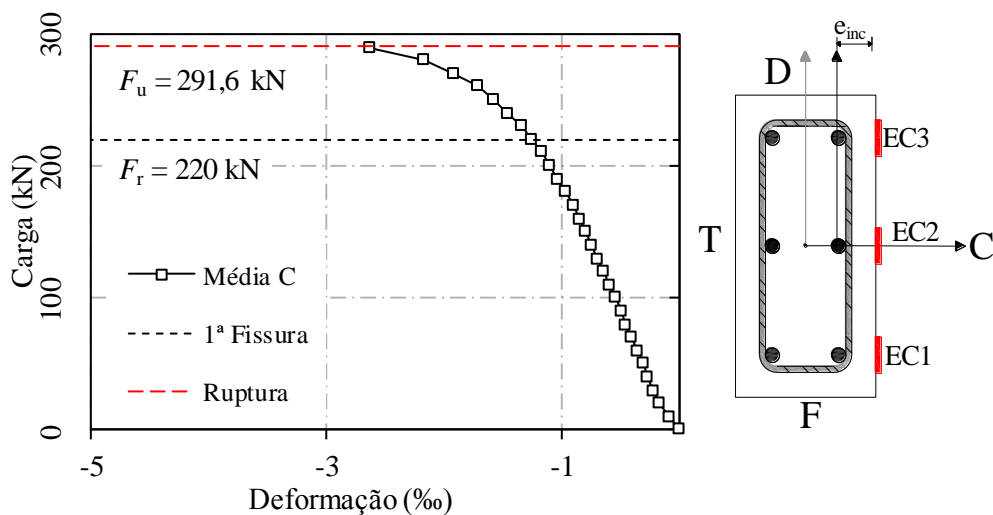


Figura 4.41– Média das Deformações Específica no Concreto - C30S

4.8.3 Deformações Específicas no Concreto - C40U

Os resultados de deformações no concreto do pilar C40U apresentaram um bom comportamento, no entanto, verifica-se que as leituras registradas pelo extensômetro EC1,

apresentaram uma grande incoerência, quando comparada as deformações de EC2 e EC3. A média das deformações foram tomadas apenas pelo EC2 e EC3

Para o pilar C40U, verifica-se uma mudança de inclinação do gráfico das deformações nas armaduras tracionadas antes do aparecimento da primeira fissura visível, além disso, uma perda prematura de rigidez verificada a 43% da carga de ruína, essa perda de rigidez pode ter sido ocasionado por problemas na centralização do pilar no pórtico de ensaios.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de -1,11‰, -2,7‰ e -2,5‰ respectivamente, para um carga de 180 kN, que equivale a 98,8% da carga de ruína. A média das deformações de EC2 e EC3 corresponde a -2,6‰.

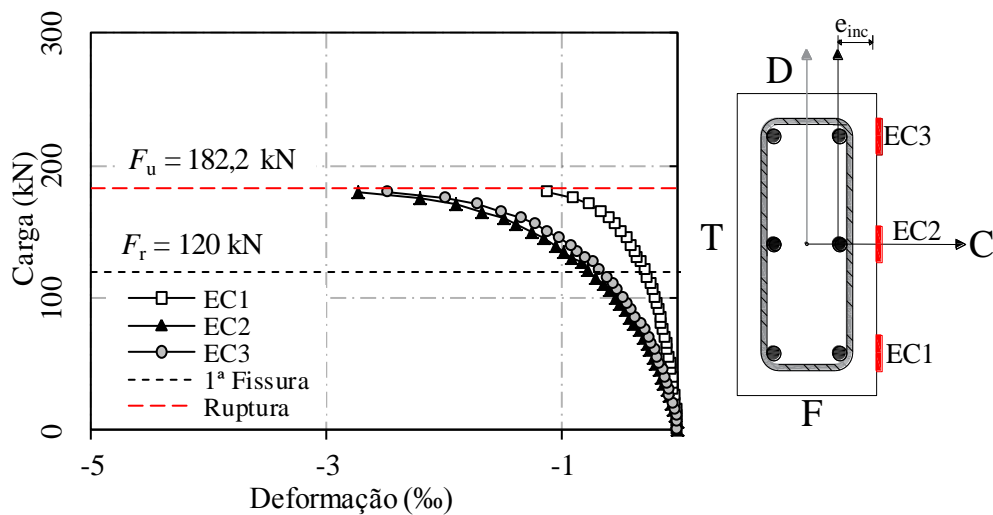


Figura 4.42 – Deformações Específicas no Concreto - C40U

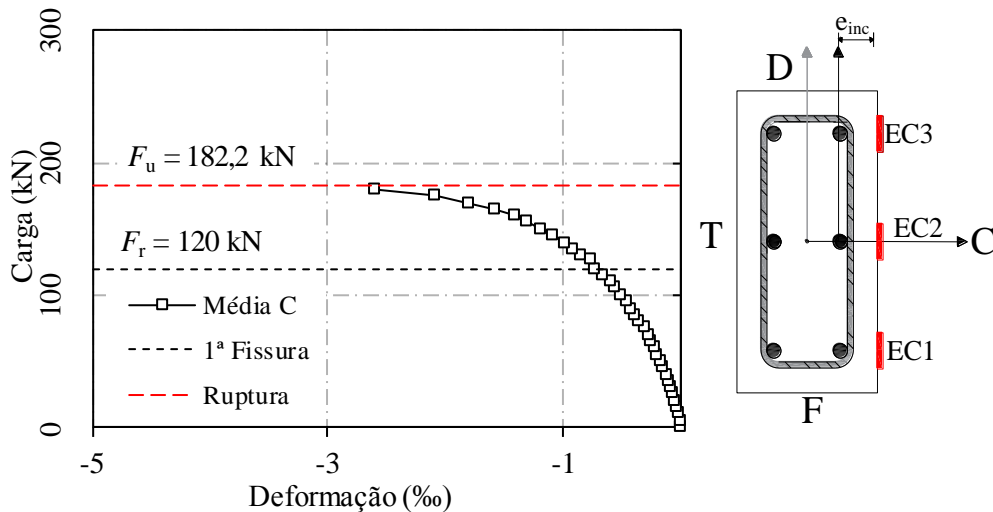


Figura 4.43 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C40U

4.8.4 Deformações Específicas no Concreto - C40S

Analisando a Figura 4.44 verifica-se um comportamento irregular do pilar C40S. Esse modelo foi o que apresentou problemas durante as fases finais de ensaio, percebeu-se que ao se folgar a corrente que era usada para manter o pilar preso ao pórtico de ensaios, e assim garantir uma maior segurança durante a realização dos ensaios, a carga caiu de 215,40 kN para 193,40 kN, indicando que a corrente estava apertada.

Apesar do problema registrado nas fases finais de ensaio, verifica-se que as deformações no concreto comprimido do pilar C40S apresentaram resultados satisfatórios, exceto para o extensômetro EC3 que inicialmente apresentou resultados coerentes de deformações com os extensômetros EC1 e EC2, no entanto, as deformações finais do EC3, foram bem superiores aos dos outros extensômetros.

O pilar C40S apresentou ruína prematura por flexo-compressão na extremidade superior. Este tipo de ruptura é atribuída à descontinuidade do reforço de CFRP nas extremidades.

Os dados de deformações no concreto apresentados correspondem aos valores obtidos a meia altura dos pilares, em três pontos alinhados com a armadura longitudinal, e não na face comprimida na extremidade do pilar.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de -2,07‰, -2,26‰ e -3,07‰ respectivamente, para um carga de 215,40 kN, que equivale a 99,54% da carga de ruína. A média das deformações corresponde a -2,47‰.

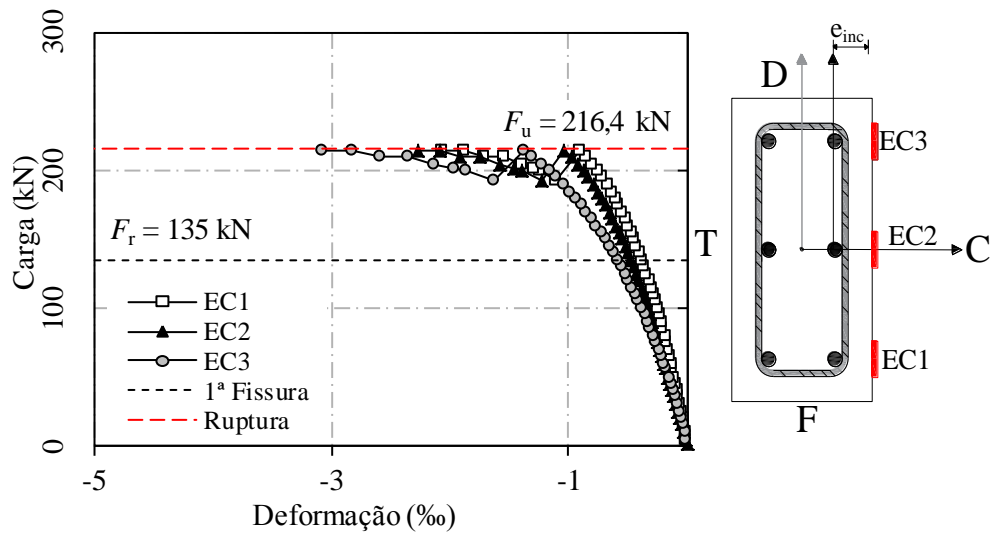


Figura 4.44 – Deformações Específicas no Concreto - C40S

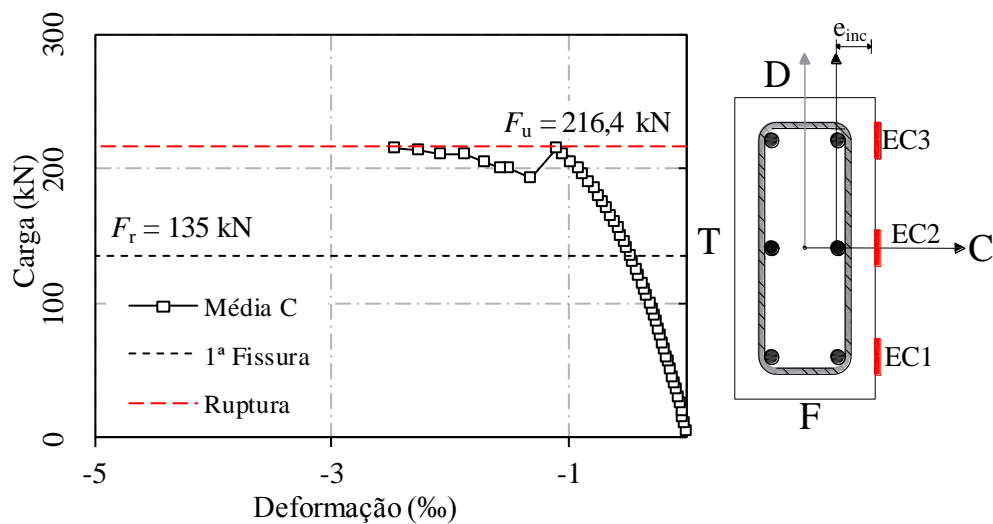


Figura 4.45 – Média das Deformações Específica no Concreto - C40S

4.8.5 Deformações Específicas no Concreto - C50U

Analisando a Figura 4.46, verifica-se que inicialmente os três extensômetros apresentam deformações coerentes, com pequenas dispersões. No entanto, após o aparecimento da primeira fissura os três extensômetros apresentam deformações diferentes para a mesma carga aplicada, com grandes dispersões, apontando para a existência de uma excentricidade acidental na direção perpendicular à da excentricidade aplicada. Os dados do EC1, não foram usados no cálculo para a determinação da média das deformações no concreto, sendo usado apenas os dados do EC2 e EC3.

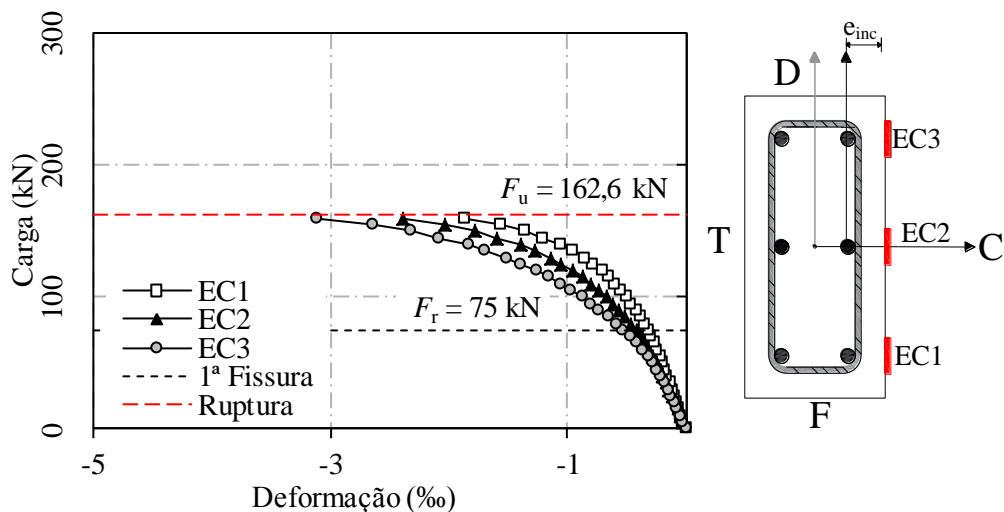


Figura 4.46 – Deformações Específicas no Concreto - C50U

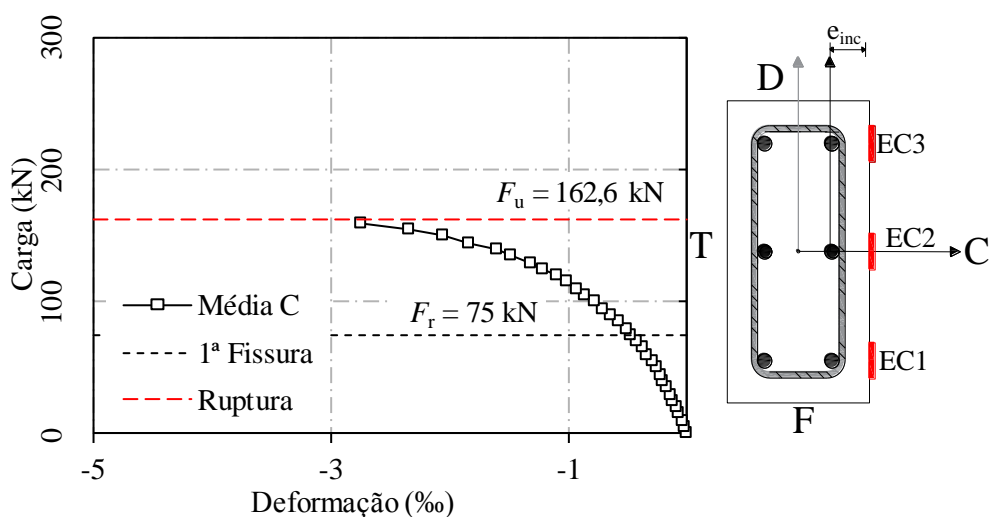


Figura 4.47 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C50U

A média das deformações de EC2 e EC3 corresponde a -2,75‰, para uma carga de 160 kN, que equivale a 98,4% da carga de ruína, evidenciando o esmagamento do concreto até a ruptura.

4.8.6 Deformações Específicas no Concreto - C50S

Analisando a Figura 4.48, verifica-se que os extensômetros EC2 e EC3 até 76,62% da carga de ruína apresentaram deformações coerentes, a partir deste ponto passaram a apresentar grandes dispersões de leituras de deformações. Verifica-se ainda que o EC1 apresenta grandes dispersões de leituras próximas a ruína, quando comparado aos extensômetros EC2 e EC3, quando passa a apresentar deformações coerentes com EC3.

Indicando a existência de uma excentricidade na direção paralela ao lado maior da seção transversal.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de -1,98‰, -2,57‰ e -2,02‰, respectivamente, para uma força de 179,80 kN, correspondendo a 94,88% da força de ruína. A média das deformações registradas para o mesmo nível de carregamento foi de -2,19‰.

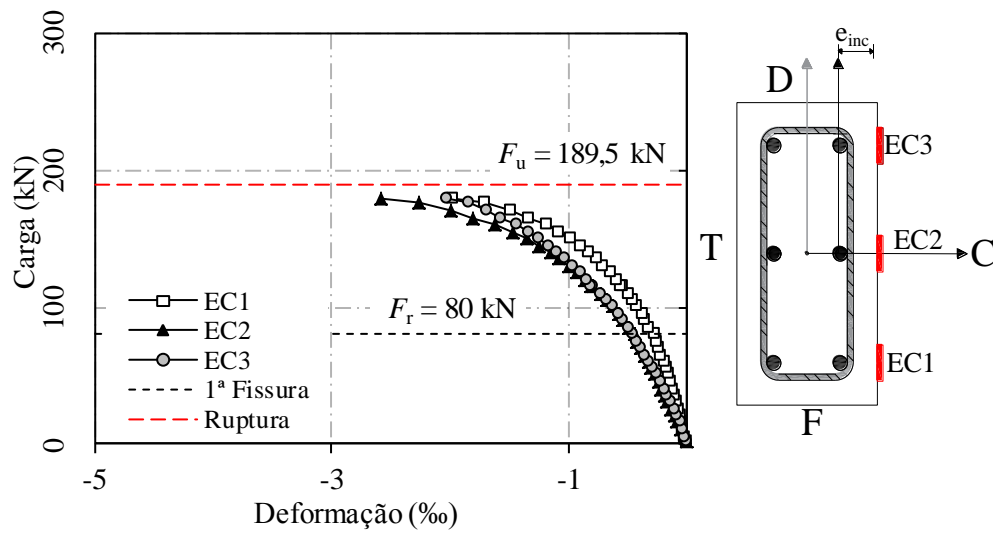


Figura 4.48 – Deformações Específicas no Concreto - C50S

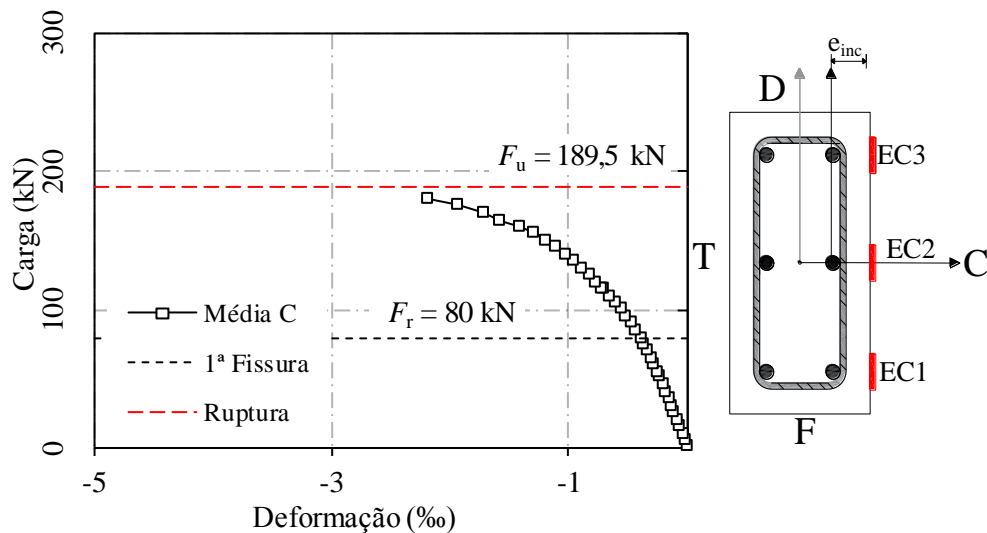


Figura 4.49 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C50S

4.8.7 Deformações específicas no concreto - C60U

Analisando os resultados de deformações específicas do concreto do pilar C60U, verifica-se que os três extensômetros apresentam deformações diferentes para a mesma carga aplicada, apontando para a existência de uma excentricidade acidental na direção perpendicular à da excentricidade aplicada. Percebe-se também que inicialmente o EC3 apresentou uma discrepância de deformações quando comparado aos EC1 e EC2.

As deformações registradas pelos extensômetros EC1, EC2 e EC3 foram de -2,89‰, -2,59‰ e -2,94‰, respectivamente, para uma força de 139,80 kN, correspondendo a 99,15% da força de ruína, evidenciando o esmagamento do concreto até a ruptura. A média das deformações registradas para o mesmo nível de carregamento foi de -2,80‰.

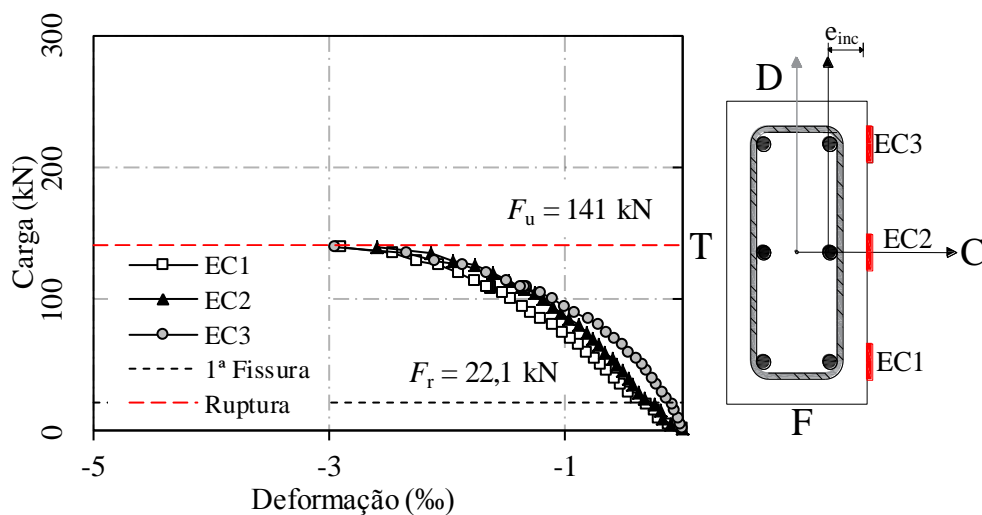


Figura 4.50 – Deformações específicas no concreto - C60U

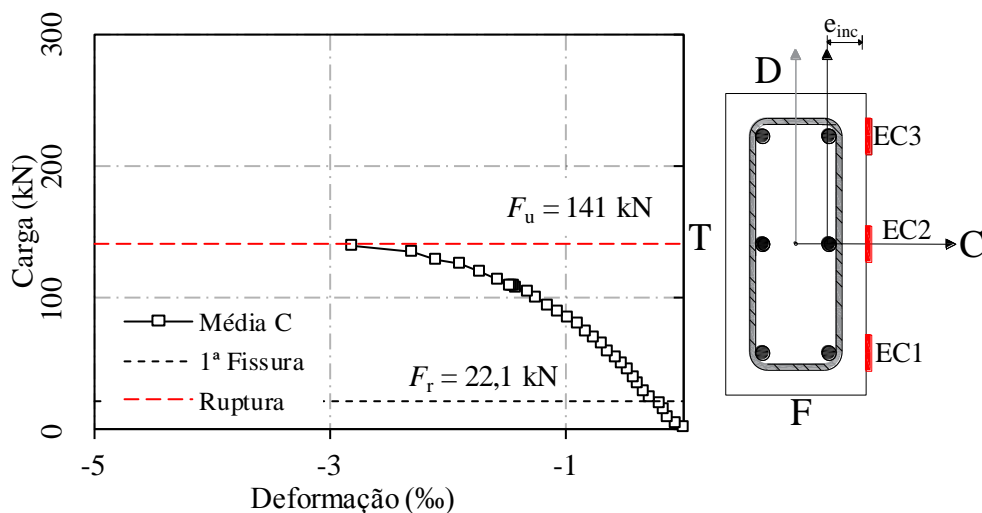


Figura 4.51 – Média das Deformações Específicas no Concreto - C60U

4.8.8 Deformações Específicas no Concreto - C60S

Durante a realização do ensaio do pilar C60S, o extensômetro EC1 não registrou dados de deformações. Sendo usados apenas os dados do EC2 e EC3 para a média das deformações.

Analisando a Figura 4.52 verifica-se que inicialmente os EC2 e EC3 apresentaram resultados de deformações diferentes para a mesma carga aplicada, com uma grande dispersão. No entanto, no decorrer do ensaio os dois extensômetros passaram a apresentar deformações coerentes, com pequenas dispersões.

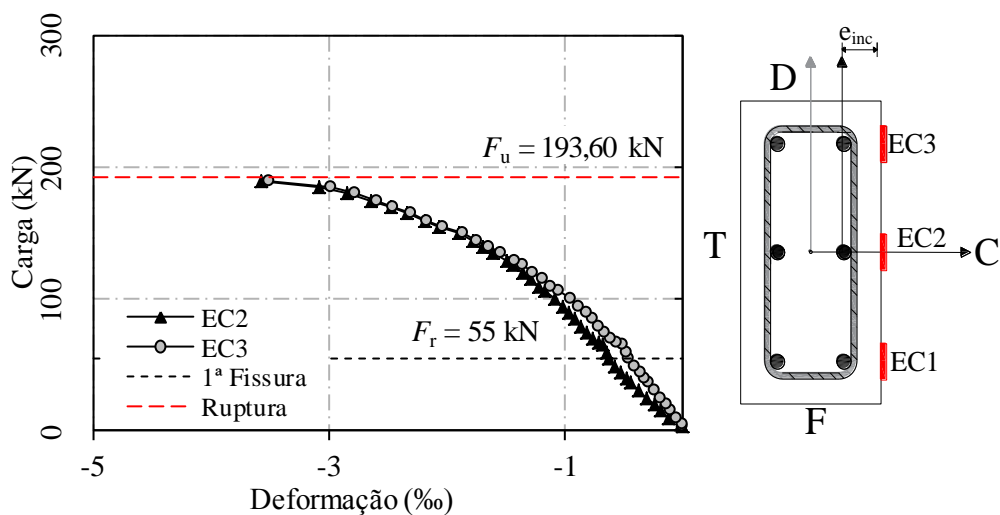


Figura 4.52 – Deformações específicas no concreto – C60S

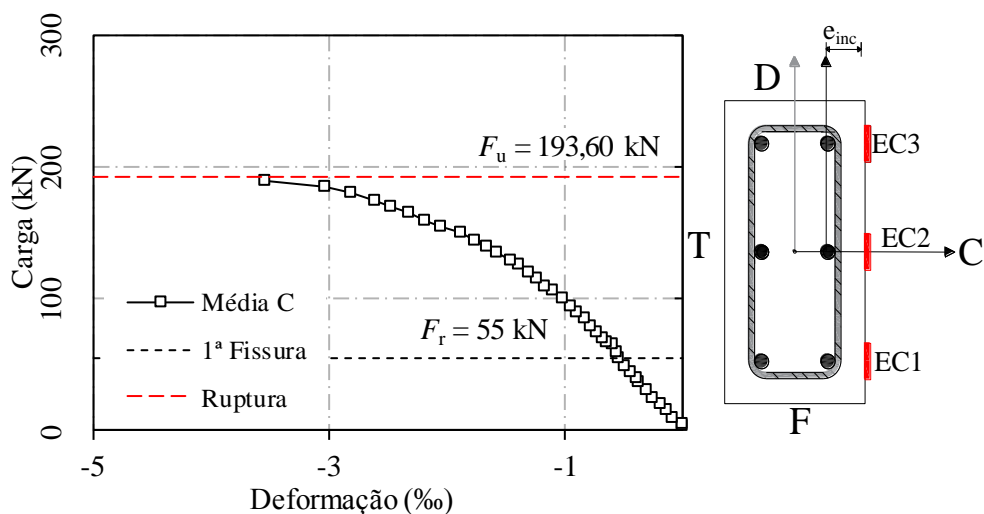


Figura 4.53 – Média das Deformações Específicas no Concreto – C60S

Os dados de deformações no concreto apresentados correspondem aos valores obtidos a meia altura dos pilares, em três pontos alinhados com a armadura longitudinal, e não na face comprimida na extremidade do pilar próximo ao local de ruína.

Os extensômetros EC2 e EC3 registraram deformações de 3,57‰ e -3,51‰, respectivamente, a uma carga de 190 kN, que corresponde a 98,75% da carga de ruína. A média das deformações registradas para esse nível de carregamento foi de -3,54‰.

4.8.9 Comparação das Deformações Específicas no Concreto

Neste item, serão analisadas as deformações específicas do concreto na face comprimida dos pilares sem reforço em relação aos pilares reforçados, ambos submetidos a carregamentos incrementais até a ruína. Para a comparação dos resultados foram utilizados os valores médios das deformações específicas no concreto.

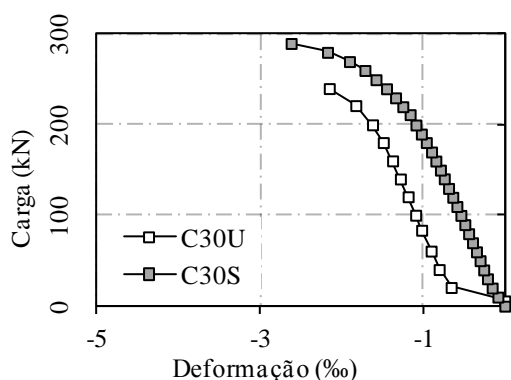


Figura 4.54 – Deformações no Concreto - C30U e C30S

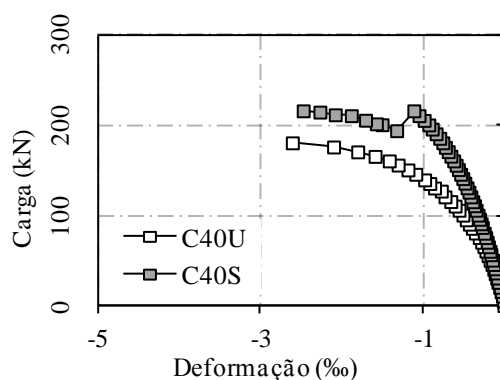


Figura 4.55 – Deformações no Concreto - C40U e C40S

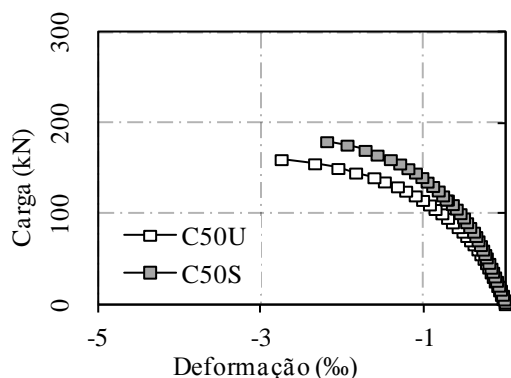


Figura 4.56 – Deformações no Concreto - C50U e C50S

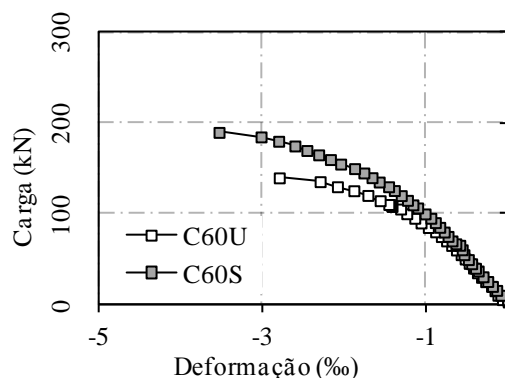


Figura 4.57 – Deformações no Concreto - C50U e C50S

Em relação aos pilares sem reforço, verifica-se que houve uma tendência no aumento das deformações no concreto com o aumento da excentricidade de aplicação de carga. No entanto, esse fato não foi verificado para os pilares reforçados, fato que pode ser atribuído a ruptura prematura dos pilares C40S, C50S e C60S, que influenciaram bastante nos resultados finais.

Analisando a Figura 4.54 verifica-se um comportamento irregular dos resultados do pilar C30S na fase inicial de carregamento. Esse comportamento pode ter sido causado por uma acomodação do pilar no início do carregamento. O pilar C30U apresentou média das deformações de -2,1‰, e o C30S apresentou média das deformações -2,62 ‰.

Os resultados de deformações no concreto para os pilares sem reforço e reforçados demonstram que a uma tendência das deformações chegarem na ordem de 3,5‰, que indica o esmagamento do concreto comprimido, já que o último registro de deformações corresponde a um passo de carga anterior a ruptura e não a carga de ruptura.

Para todos os pilares verifica-se que há uma redução da rigidez dos pilares com o aumento da excentricidade inicial, isso ocorre porque com o aumentando da excentricidade, o pilar se torna mais propenso a atingir a instabilidade do equilíbrio. Além disso, os pilares reforçados apresentam rigidez superior aos pilares de referência.

O pilar C60S foi o que apresentou o maior nível de deformação na superfície do concreto, com valor máximo de 3,54‰, a uma carga de 190 kN, que corresponde a 98,75% da carga de ruína, indicando o esmagamento no concreto. No entanto, esse pilar apresentou ruptura prematura por descontinuidade do reforço nas extremidades, levando o pilar a romper na extremidade superior.

4.9 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

As deformações específicas nas armaduras de todos os pilares foram monitoradas por dois extensômetros colados em cada barra, ambos em lados opostos e posicionados a altura média dos pilares. Para os valores de deformações considerou-se a média aritmética de cada barra.

Os extensômetros E1, E3 e E5 foram posicionados na face mais comprimida (C), sendo esta a face mais próxima do ponto de aplicação da carga. E os extensômetros E2, E4 e E6 foram posicionados na face tracionada (T). Nas Figura 4.58 a Figura 4.73 são apresentados os gráficos das deformações específicas das armaduras longitudinais dos pilares. Nestes gráficos são visualizadas as deformações para diferentes estágios de carregamento.

4.9.1 Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C30U

Analisando os resultados do Pilar C30U, verifica-se que as armaduras situadas na face mais comprimida apresentaram deformações médias de compressão durante todas as fases de carregamento, no entanto, as armaduras da face menos comprimida, apresentaram deformações médias de compressão até um carregamento de 87,1% da carga de ruptura, como pode ser verificado na Figura 4.58. Esse comportamento pode ser justificado pelo aparecimento das primeiras fissuras a 86,5% da força de ruína, após a fissuração verificou-se o início da tração.

Verificou-se também que os extensômetros da face comprimida, E1, E3 e E5, apresentaram uma pequena diferença em seus resultados em relação à média. No entanto os extensômetros da face menos comprimida apresentaram grandes diferenças de leitura de deformações desde o início do ensaio, evidenciando a existência de uma excentricidade na direção paralela ao lado maior da seção transversal.

As armaduras comprimidas apresentaram uma deformação específica de compressão média de - 0,92‰ e as armaduras tracionadas apresentaram uma deformação específica de tração média de 0,31‰, a uma força de 240,20 kN, correspondendo a 94,5% da carga de ruptura, evidenciando deformações distantes da tensão corresponde ao escoamento do material.

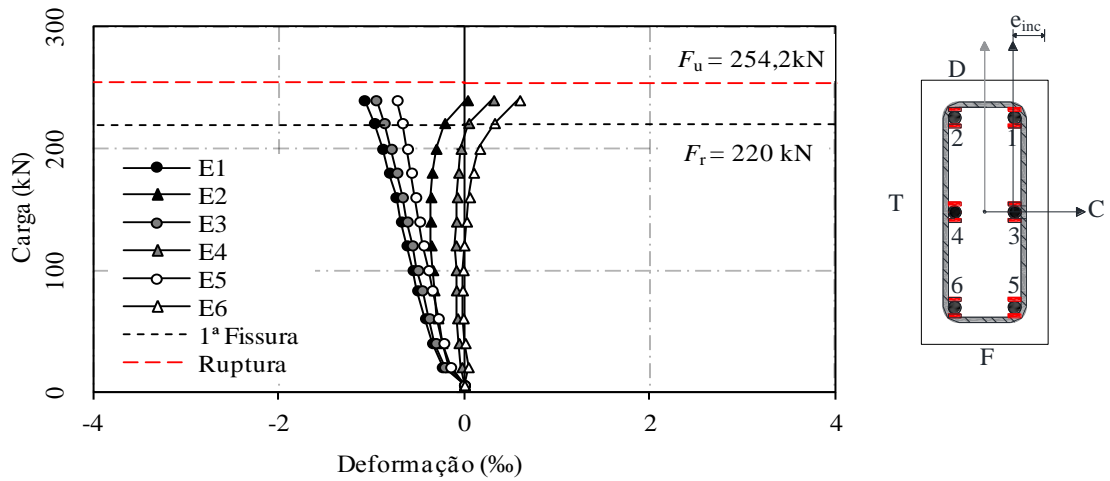


Figura 4.58 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30U

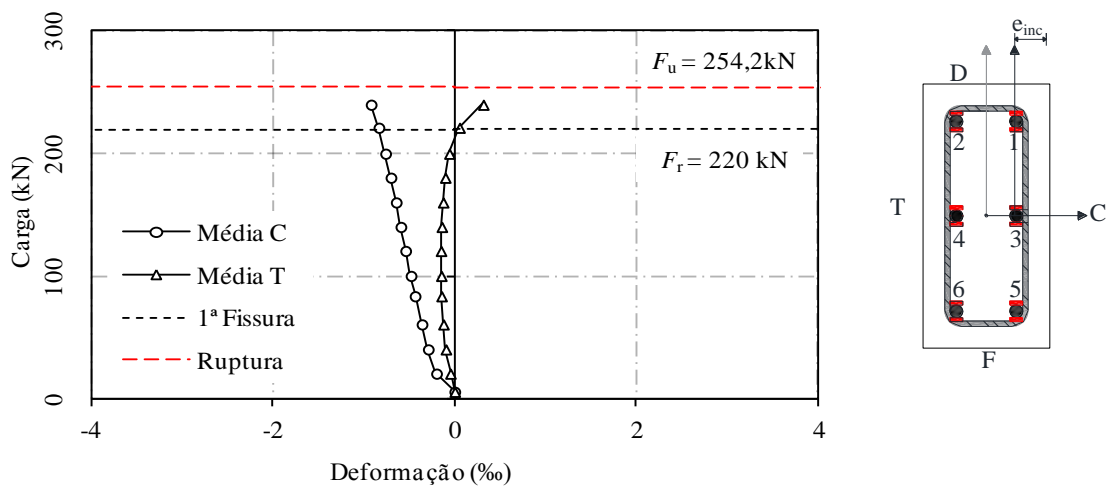


Figura 4.59 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30U

4.9.2 Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C30S

Analisando os resultados do pilar C30S, verifica-se que os resultados apresentaram pequena dispersão em relação à média. A camada das armaduras mais próxima ao ponto de aplicação da carga permaneceu comprimida durante todo o ensaio, além disso, mantendo seu comportamento linear até o instante da fissuração. A camada menos comprimida, mais distante do ponto de aplicação da carga, apresentou deformações médias de compressão até 75,4% da carga de ruptura. Logo após a fissuração, os sinais de deformação da camada menos comprimida inverteram o sinal, apresentando deformações de tração, ficando evidente uma maior acentuação da curva.

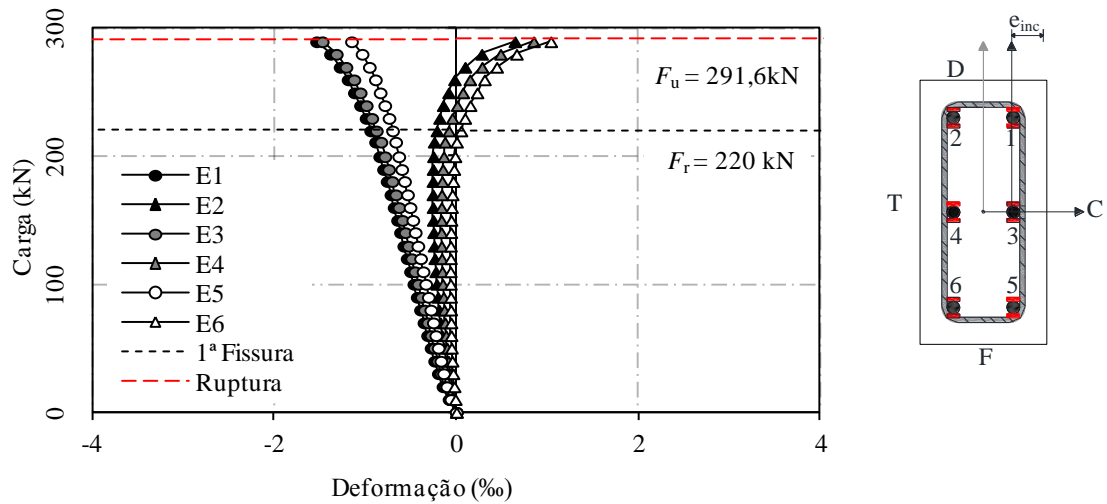


Figura 4.60– Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30S

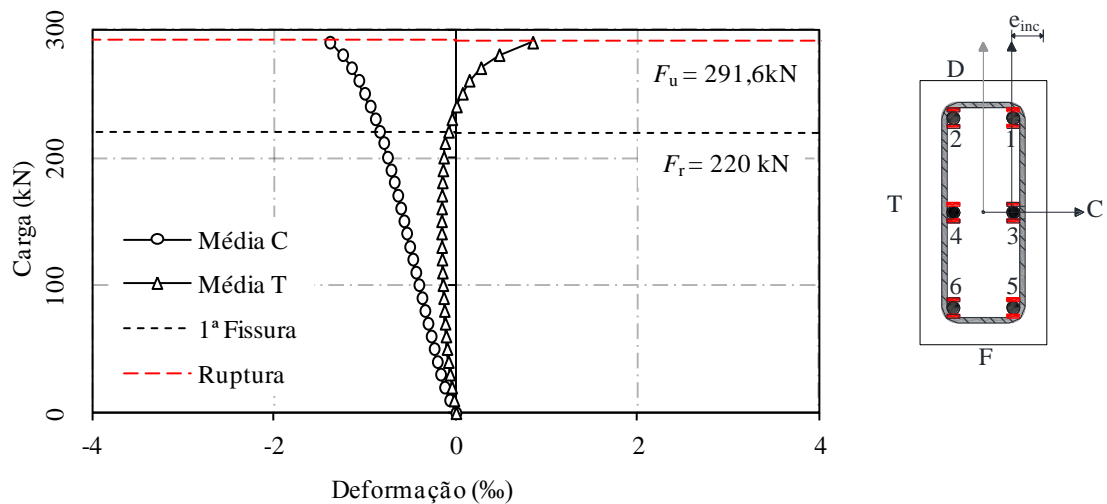


Figura 4.61– Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C30S

As armaduras da camada comprimida apresentaram deformações de compressão média de -1,39‰ e as armaduras tracionadas apresentaram deformações de tração média de 0,84‰, a uma força de 290 kN, correspondendo a 99,4% da carga de ruptura, evidenciando deformações distantes da tensão corresponde ao escoamento do material.

4.9.3 Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C40U

Para o pilar C40U, verifica-se uma mudança de inclinação do gráfico das deformações nas armaduras tracionadas antes do aparecimento da primeira fissura visível, além disso, uma perda prematura de rigidez verificada a 43% da carga de ruptura, antes mesmo do aparecimento da primeira fissura.

Para este pilar houve problemas com os dois extensômetros colados na armadura E5, de modo que suas deformações não puderam ser registradas.

Percebeu-se que tanto para os extensômetros da face comprimida, E1 e E3, quanto os da face menos comprimida, E2, E4 e E6, ambos apresentaram grandes diferenças de leitura de deformações, apontando uma excentricidade perpendicular à direção da excentricidade aplicada. A existência dessa excentricidade pode ser comprovada pelas leituras registradas pelo E6, que desde o início do ensaio registraram deformações de tração. Além disso, verifica-se que próximo à ruína ocorreu grandes incrementos de deformações da armadura tracionada, ficando clara a influência dos efeitos de segunda ordem.

Foi verificado que as armaduras comprimidas apresentaram deformações médias de compressão durante todas as fases de carregamento, no entanto, as armaduras localizadas na face menos comprimida apresentaram deformações médias de compressão até 27,4% da carga de ruptura.

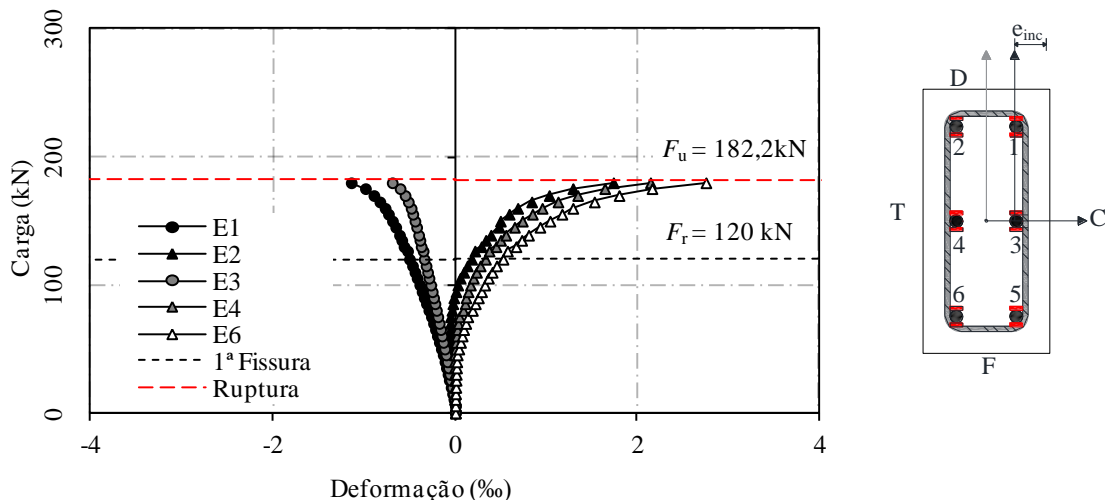


Figura 4.62– Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40U

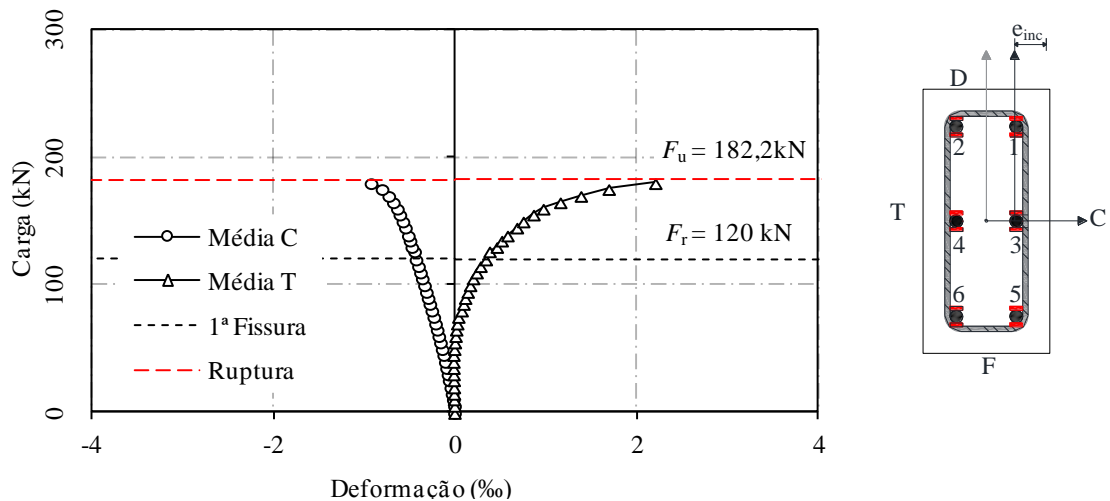


Figura 4.63 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40U

Foram registradas deformações médias de compressão na armadura comprimida de -0,92‰ e deformações médias de tração de 2,21‰, a uma carga de 180kN, que corresponde a 98,8% da carga de ruptura. Indicando o escoamento da armadura até o momento da ruptura, já que a deformação para o início do escoamento obtida a partir dos ensaios de caracterização do aço, indicou deformação de 2,66‰, além disso, o concreto ainda registrava deformações de 2,6‰ e hipoteticamente alcançaria deformações de esmagamento do concreto comprimido, da ordem de 3,5‰.

4.9.4 Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C40S

Analisando os resultados de deformações das armaduras longitudinais do pilar C40S, verifica-se um comportamento incoerente no seu comportamento. Houve problemas com a corrente que era usada para manter o pilar preso ao pórtico de ensaios. A partir do carregamento de 215,4kN verificou-se que a corrente estava um pouco apertada, ao ser folgada, a carga registrada pelo leitor de carga caiu para 193,4 kN. No entanto, o ensaio continuou e o pilar apresentou carga de ruína de 216,4kN, bem próxima a última carga registrada antes da corrente ser folgada.

Houve problemas com os dois extensômetros colados na barra E3, não sendo possível registrar suas deformações. As armaduras comprimidas apresentaram deformações médias de compressão durante todas as fases de carregamento, no entanto, os extensômetros da

face menos comprimida, E2, E4 e E6, apresentaram deformações de compressão até 69,5%, 46,2% e 14,0% da carga de ruína, respectivamente.

As armaduras da camada comprimida apresentaram deformações de compressão média de -1,23‰ e as armaduras tracionadas apresentaram deformações de tração média de 1,86‰, a uma força de 215,4kN, correspondendo a 99,5% da carga de ruptura.

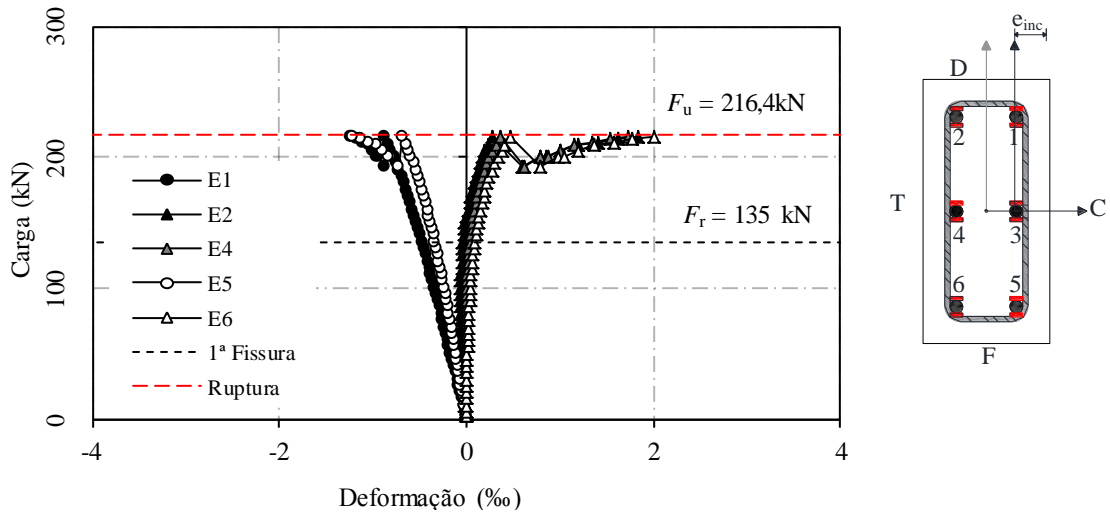


Figura 4.64 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40S

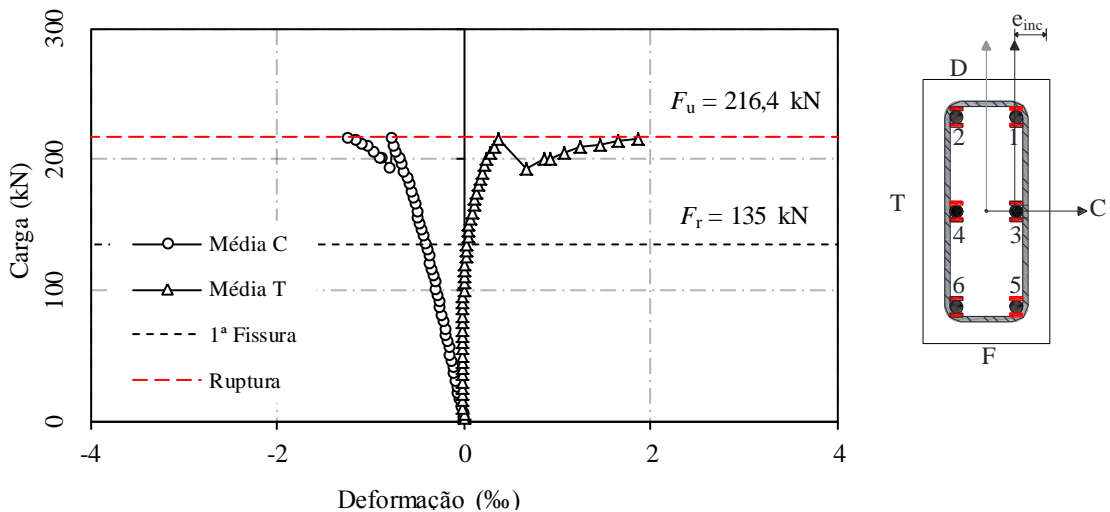


Figura 4.65 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C40S

4.9.5 Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C50U

Analisando a Figura 4.66 verifica-se que o pilar C50U apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade, com todas as armaduras da camada

comprimida apresentando deformações de compressão durante todo ensaio, e as armaduras da camada tracionada mantendo-se tracionadas até o final do ensaio.

Percebeu-se que tanto os extensômetros da face comprimida, quanto os da face tracionada apresentaram grandes diferenças de leitura de deformações. A partir do carregamento de 125,5kN o extensômetro E2, apresentou uma variação maior ainda quando comparada aos extensômetros E4 e E6. Além disso, verifica-se que próximo à ruína ocorreu grandes incrementos de deformações da armadura tracionada, ficando clara a influência dos efeitos de segunda ordem.

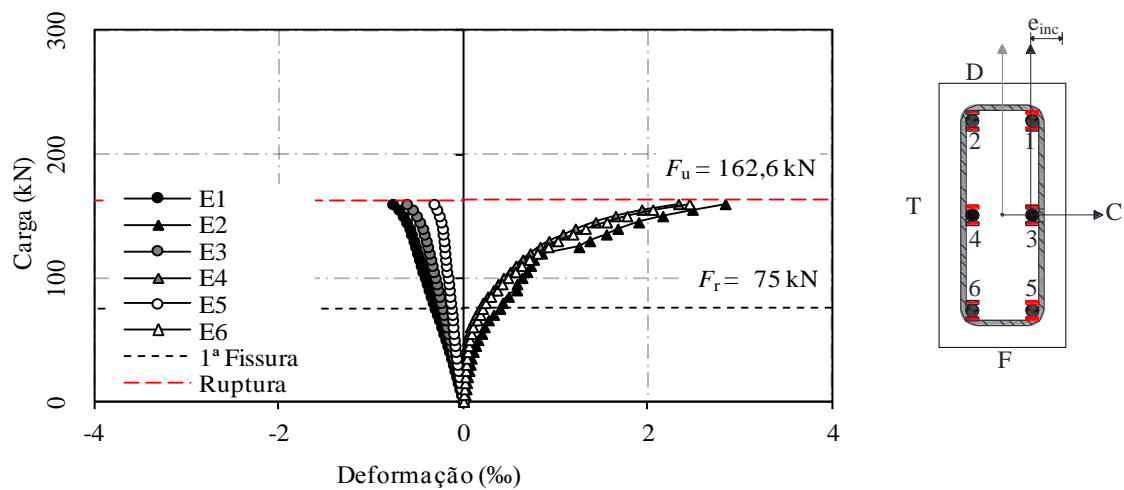


Figura 4.66 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50U

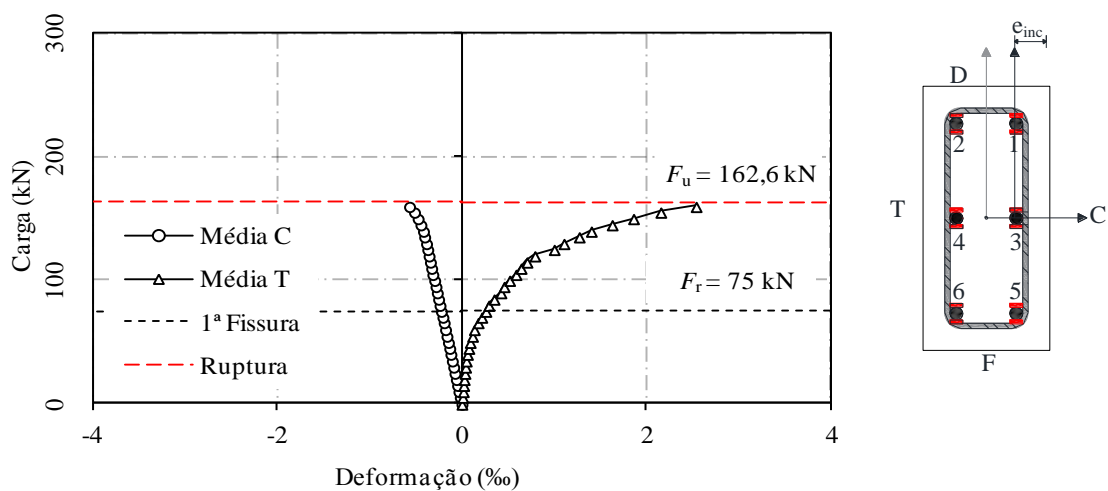


Figura 4.67 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50U

O último registro de deformações foi realizado a 98,4% da carga de ruptura do pilar. As armaduras da camada comprimida apresentaram deformação média de -0,57‰ e as armaduras tracionadas apresentaram deformações média de 2,54‰. Evidenciando o escoamento da armadura até o momento da ruína, já que a deformação para o início do escoamento obtida a partir dos ensaios de caracterização do aço, indicou deformação de 2,66‰.

4.9.6 Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C50S

Para o pilar C50S, verificou-se que tanto os extensômetros da face comprimida, quanto os da face tracionada, ambos apresentaram grandes diferenças de leitura de deformações desde o início do ensaio, indicando a existência de uma excentricidade paralela do lado maior da seção transversal. A existência dessa excentricidade pode ser comprovada pelas leituras registradas pelo E6, que desde o início do ensaio registraram deformações de tração.

As armaduras comprimidas apresentaram deformações de compressão durante todas as fases de carregamento, no entanto, os extensômetros E2 e E4 da face menos comprimida, apresentaram deformações de compressão até 46,6% e 11,1% da carga de ruptura, respectivamente.

Foram registradas deformações médias de compressão na armadura comprimida de -0,95‰ e deformações médias de tração de 1,96‰, a uma carga de 179,8kN, que corresponde a 94,9% da carga de ruptura.

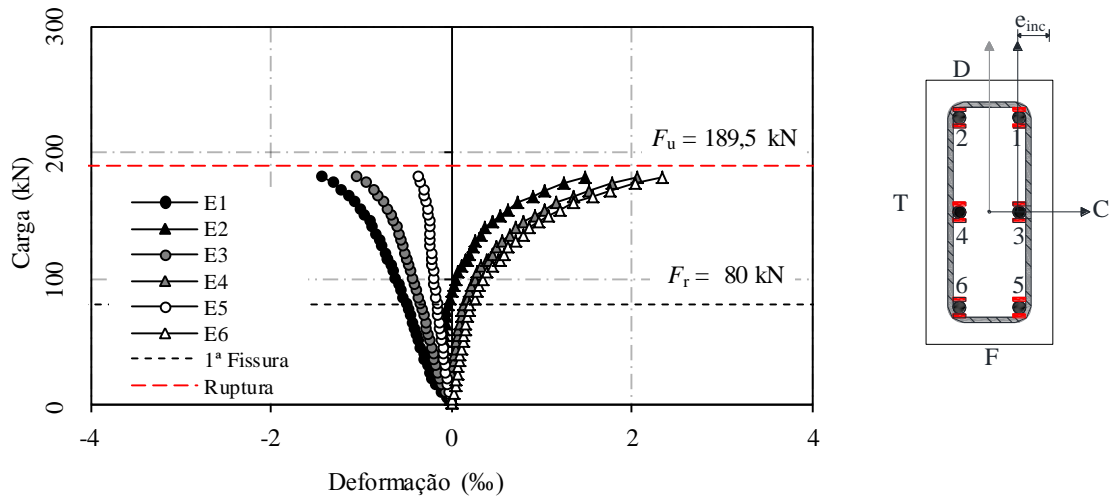


Figura 4.68 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50S

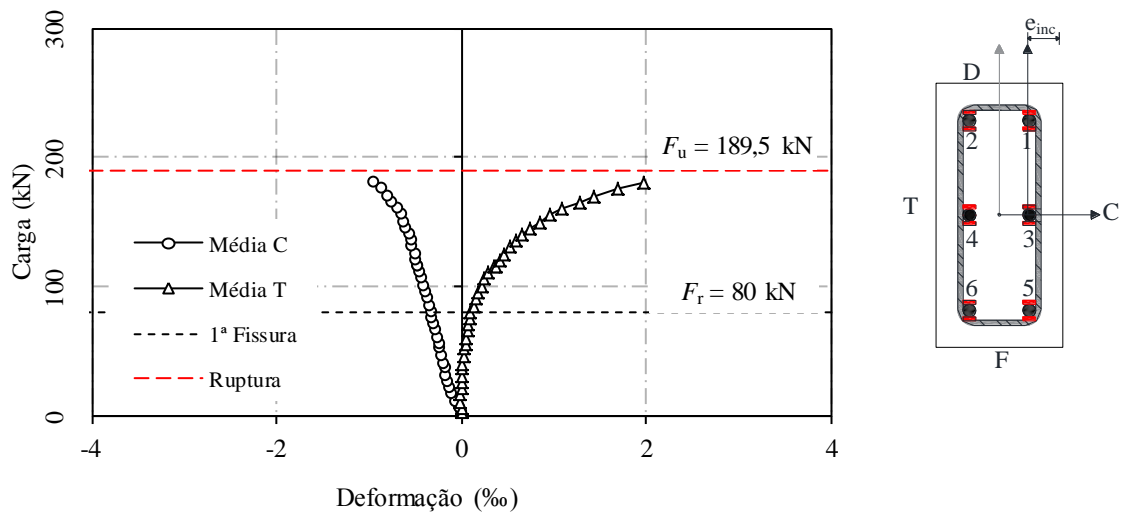


Figura 4.69 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C50S

4.9.7 Deformações específicas nas armaduras longitudinais - C60U

O pilar C60U apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade, com todas as armaduras da camada comprimida apresentando deformações de compressão durante todo ensaio, e as armaduras da camada tracionada mantendo-se tracionadas até o final do ensaio.

Dos pilares de referência (sem reforço), o C60U é o que apresenta maior excentricidade de aplicação de carga. Como resultado apresenta maiores valores de momento fletor, ficando mais evidente uma mudança da inclinação do gráfico das armaduras tracionadas no instante do aparecimento da primeira fissura.

Os efeitos de segunda ordem ficam mais evidentes próximos à ruína do pilar, onde é possível verificar grandes incrementos de deformações das armaduras tracionadas.

As armaduras da face comprimida apresentaram uma grande discrepância entre os seus resultados, no entanto, as armaduras da face tracionada apresentaram resultados com uma pequena variação.

O último registro de deformações foi realizado a 99,14% da carga de ruptura do pilar. As armaduras da camada comprimida apresentaram deformação média de $-0,67\%$ e as armaduras tracionadas apresentaram deformação média de $2,88\%$. Evidenciando o escoamento da armadura até o momento da ruptura, já que a deformação para o início do escoamento obtida a partir dos ensaios de caracterização do aço indicou deformação de $3,02\%$.

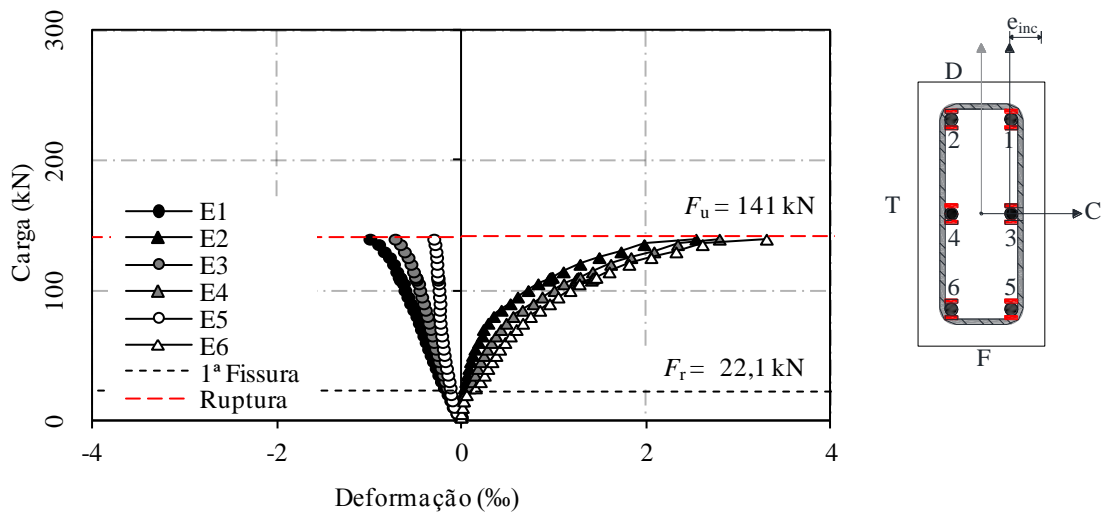


Figura 4.70 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60U

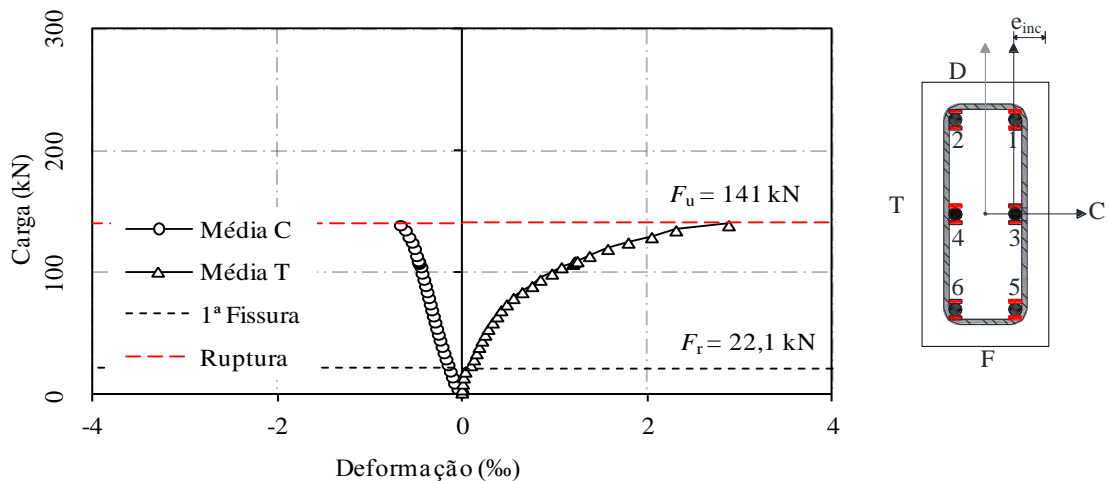


Figura 4.71 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60U

4.9.8 Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60S

O pilar C60S apresentou um comportamento típico de flexo-compressão com grande excentricidade, com todas as armaduras da camada comprimida apresentando deformações de compressão durante todo ensaio, e as armaduras da camada tracionada mantendo-se tracionadas até o final do ensaio.

Foram registradas deformações médias de compressão na armadura comprimida de -0,92‰ e deformações médias de tração de 2,71‰, a uma carga de 190 kN, que corresponde a 98,8% da carga de ruptura.

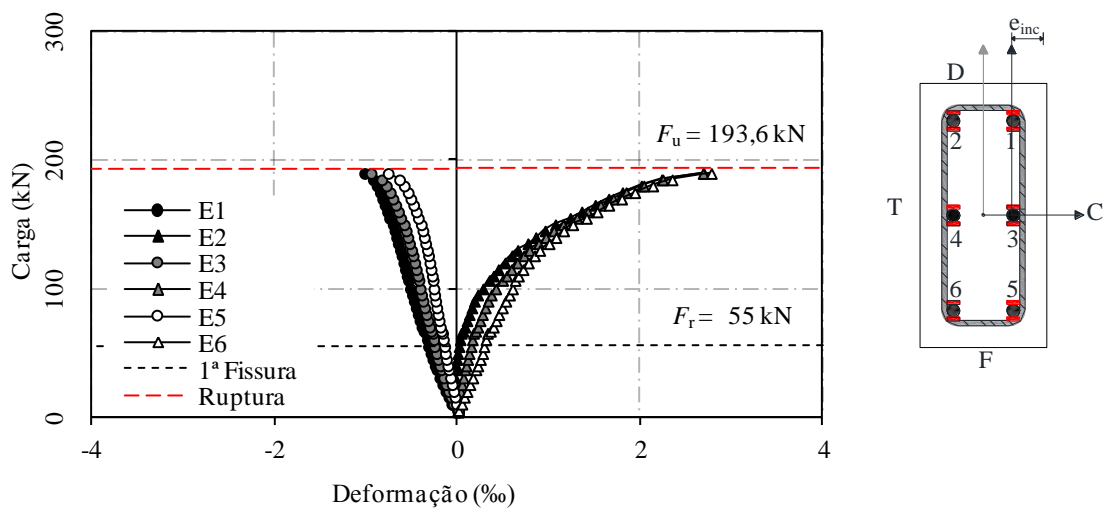


Figura 4.72 – Deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60S

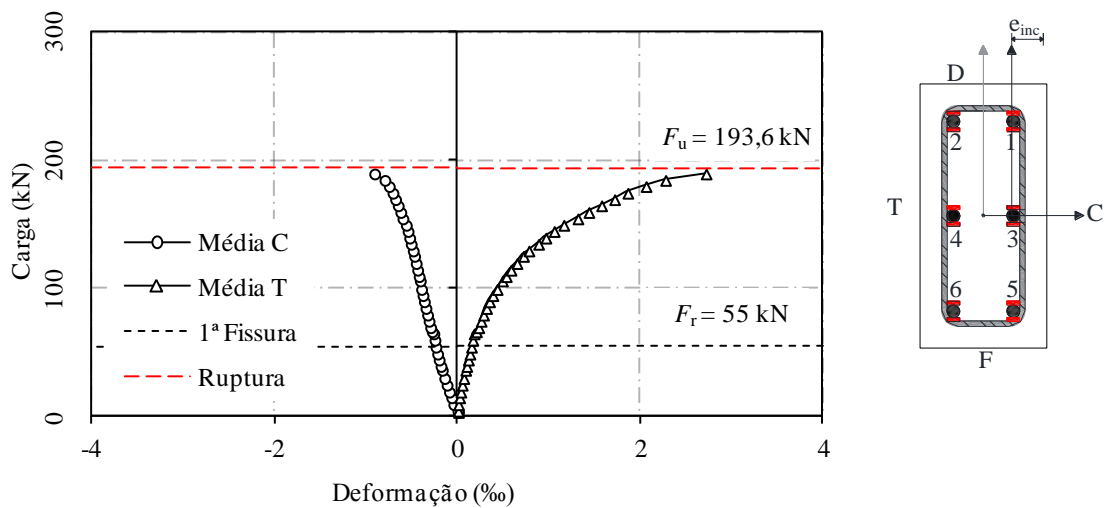


Figura 4.73 – Média das deformações específicas nas armaduras longitudinais – C60S

4.9.9 Pilares Agrupados

Neste item é realizada uma comparação das deformações nas armaduras dos pilares de referência (Grupo 1) e dos pilares reforçados (Grupo 2), sendo considerada a média das deformações específicas da face tracionada e face comprimida.

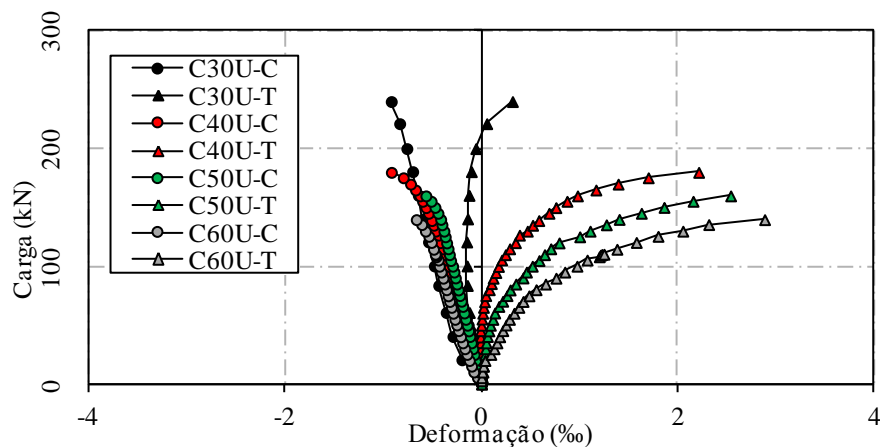


Figura 4.74 – Carga x deformações médias das armaduras - Grupo 1

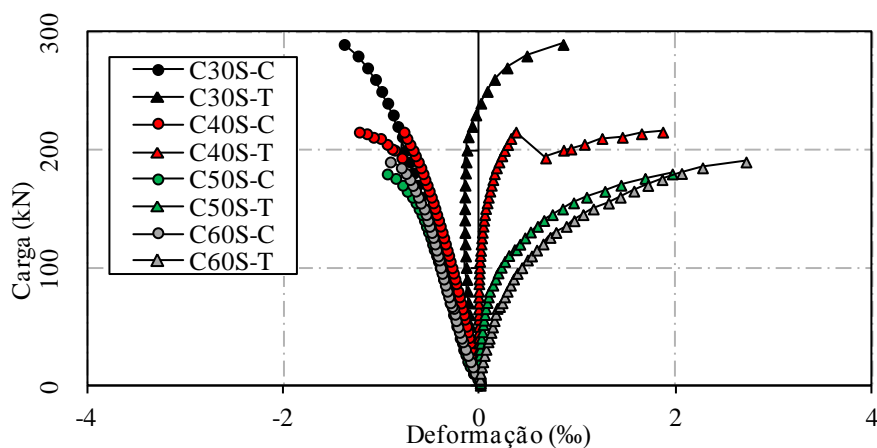


Figura 4.75 – Carga x deformações médias das armaduras - Grupo 2

De um modo geral, verifica-se que os pilares do Grupo 1, apresentaram um bom comportamento até o final do ensaio. Além disso, fica evidente que os efeitos de segunda ordem passam a sofrer uma evolução mais expressiva com o aumento da excentricidade do ponto da aplicação da carga, como pode ser observado nas deformações das armaduras menos comprimidas, que apresentam uma tendência em aumentar as deformações nas armaduras com maiores excentricidades. No entanto, com o aumento da excentricidade

verifica-se que há uma maior tendência das armaduras mais comprimidas apresentarem uma atenuação nas deformações.

Para o Grupo 1 e Grupo 2, verifica-se que os efeitos de segunda ordem ficam mais evidentes próximos à ruína do pilar, pois há grandes incrementos de deformações das armaduras tracionadas.

Verifica-se que os pilares com excentricidade relativa de 0,33, 0,42 e 0,50, correspondente ao Grupo 1, apresentam uma tendência do escoamento das armaduras até o final do ensaio. No entanto, o pilar com excentricidade relativa de 0,25 apresenta deformações distantes da tensão de escoamento do material, indicando que até o fim do ensaio, o aço não iria escoar.

Todos os pilares do Grupo 2 apresentaram um bom comportamento, exceto o pilar C40S, que próximo ao fim do ensaio teve problemas, acarretando uma queda da carga aplicada. Além disso, para os pilares do Grupo 2, também foi verificado que com o aumento da excentricidade de aplicação da carga, as deformações da camada tracionada apresentaram valores superiores aos das deformações da camada comprimida.

Verifica-se também que os pilares do Grupo 1 (sem reforço), para as excentricidades relativa de 0,33, 0,42 e 0,50, apresentaram deformações médias das camada tracionadas superiores aos pilares do Grupo 2 (com reforço), quando comparado a essas mesmas excentricidades relativas.

4.10 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NO REFORÇO DE FIBRA DE CARBONO

As deformações específicas no reforço de CFRP foram medidas com extensômetros da marca Kyowa, modelo KGF-5-120-C1-11. Foram instrumentadas as lâminas de CFRP centrais de cada face (tracionada e comprimida), sendo colado um extensômetro em cada, e posicionados a altura média dos pilares. Para os valores de deformações considerou-se a média aritmética de cada reforço.

Os extensômetros ER1, ER3 foram posicionados na face mais comprimida (C), sendo esta a face mais próxima do ponto de aplicação da carga. E os extensômetros ER2 e ER4 foram posicionados na face tracionada (T).

4.10.1 Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C30S

Analisando a Figura 4.76 verifica-se um bom comportamento do pilar durante o ensaio. Verifica-se também que o pilar apresentou maiores acréscimos de deformação no reforço da face tracionada após o aparecimento da primeira fissura, onde os efeitos de segunda ordem se manifestaram com maior evidência.

Durante a aplicação do reforço no pilar C30S, o extensômetro ER3 da face comprimida danificou, não sendo possível obter resultados de deformação.

Os resultados dos extensômetros da face menos comprimida (tracionada) apresentaram resultados coerentes, com pouca dispersão em relação a média.

Os extensômetros ER1, ER2 e ER4 registraram deformações de -2,04 ‰, 2,02‰ e 1,91‰, respectivamente, para uma força de 290,0 kN, correspondendo a 99,4% da força de ruína. A média das deformações específicas da face comprimida é de -2,04‰, e da face menos comprimida é de 1,97‰.

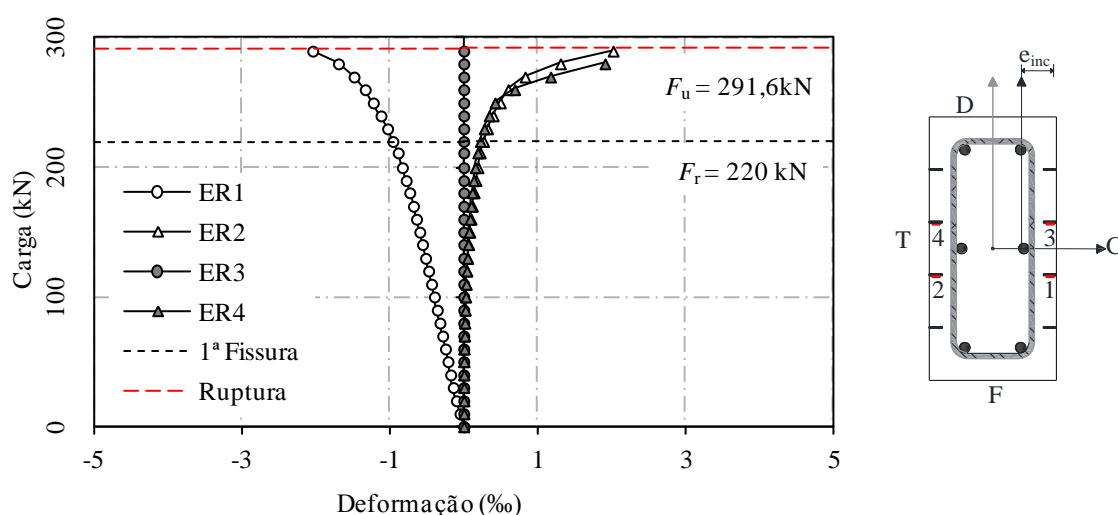


Figura 4.76 – Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C30S

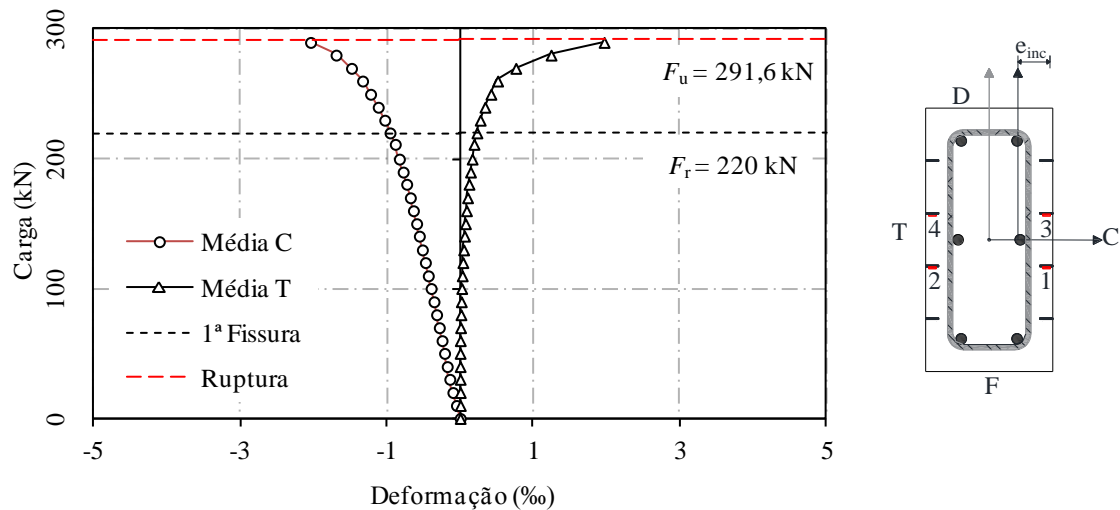


Figura 4.77 – Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C30S

4.10.2 Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C40S

Analisando a Figura 4.78, verifica-se um comportamento irregular do pilar C40S. Esse modelo foi o que apresentou problemas durante as fases finais de ensaio. Percebeu-se que ao se folgar a corrente que era usada para manter o pilar preso ao pórtico de ensaios, garantindo assim uma maior segurança durante a realização dos ensaios, a carga caiu de 215,4kN para 193,4kN, indicando que a corrente estava apertada. Apesar da carga ter caído, o ensaio continuou até a ruptura do pilar.

O extensômetros da face comprimida, ER1 e ER3 apresentaram uma pequena dispersão. No entanto, os extensômetros da face tracionada ER2 e ER4 apresentaram grandes diferenças de leitura de deformações, apontando uma excentricidade perpendicular à direção da excentricidade aplicada.

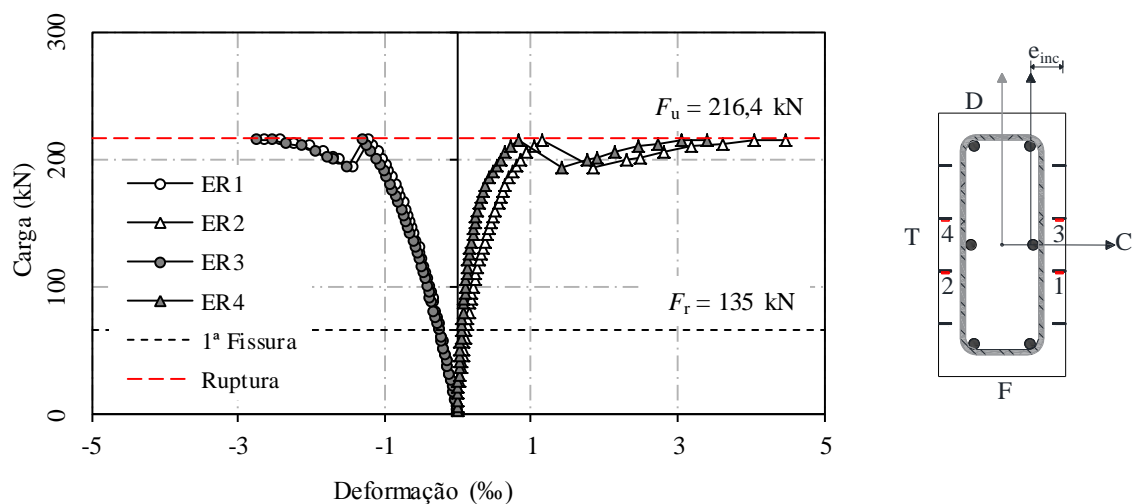


Figura 4.78 – Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C40S

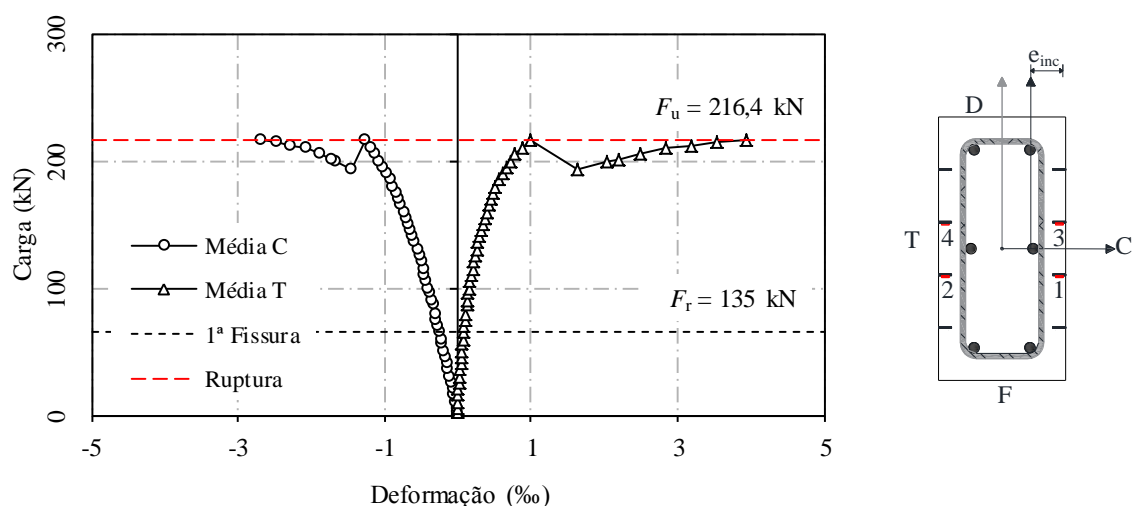


Figura 4.79 – Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C40S

Os extensômetros da face comprimida, ER1 e ER3 registraram deformações específicas de compressão de -2,64‰ e -2,75‰ respectivamente, para uma força de 215,4kN, correspondendo a 99,54% da força de ruína. A média das deformações específicas da face comprimida é de -2,69‰. Para esse mesmo carregamento, os extensômetros da face menos comprimida (tração), ER2 e ER4 registraram deformações específicas de tração de 4,48‰ e 3,41‰ respectivamente. A média das deformações específicas da face tracionada é de 3,94‰.

4.10.3 Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C50S

Para o pilar C50S, verificou-se que tanto os extensômetros da face comprimida, quanto os da face tracionada, ambos apresentaram dispersões das leituras de deformações, indicando a existência de uma excentricidade paralela do lado maior da seção transversal.

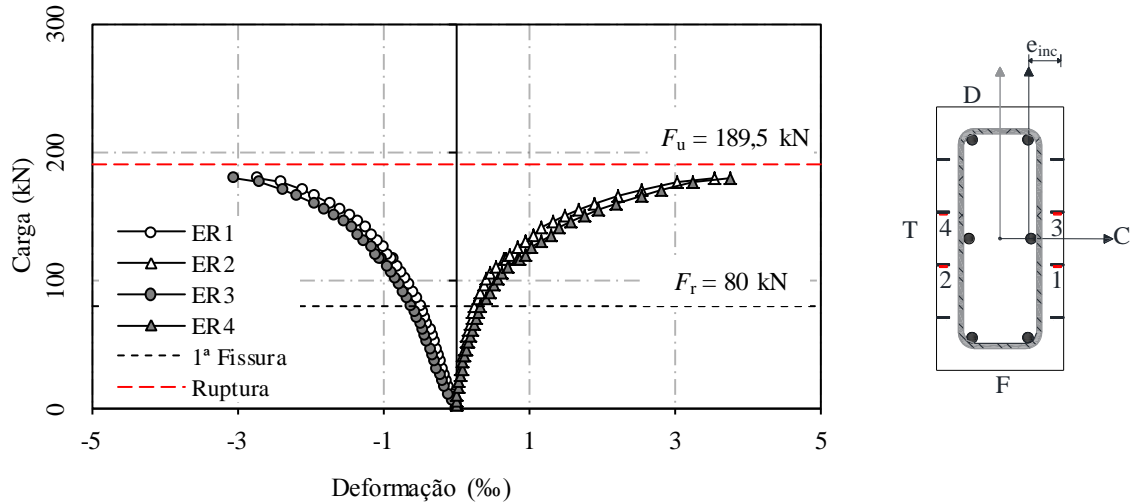


Figura 4.80– Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C50S

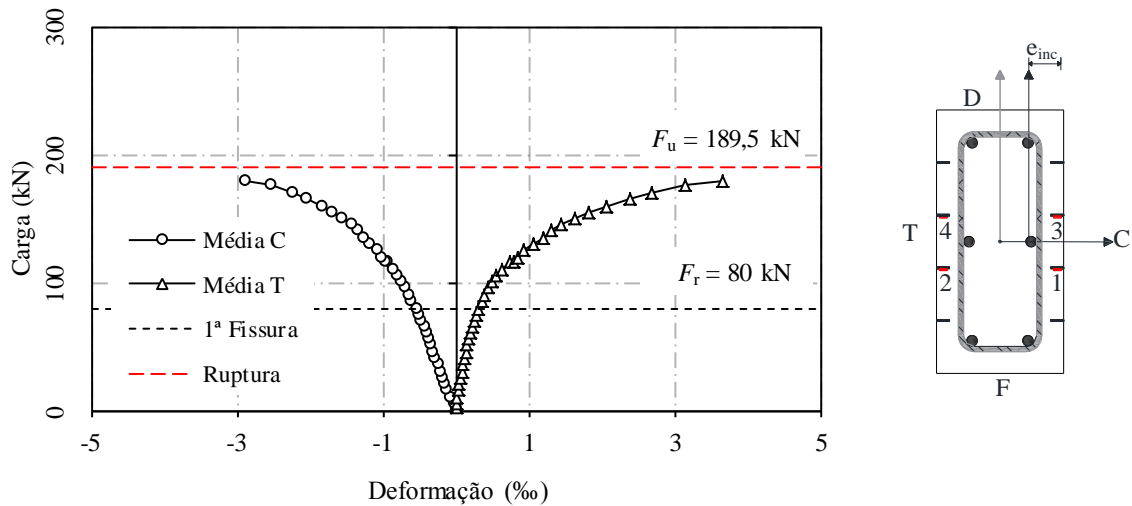


Figura 4.81– Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C50S

Os extensômetros da face comprimida ER1 e ER3 registraram deformações de -2,71‰ e -3,05‰ respectivamente, com uma média das deformações de compressão de -2,88‰. Os extensômetros da face tracionada ER2 e ER4 apresentaram deformação de 3,56‰ e 3,77‰ respectivamente, com uma média de 3,67‰. Essas deformações correspondem a um passo de carga anterior a carga de ruptura. As leituras foram realizadas para uma força de 179,80 kN, correspondendo a 94,9% da força de ruína.

Analisando os resultados da Figura 4.80 e os da Figura 4.78 é possível verificar que o pilar C50S apresenta rigidez inicial bem inferior ao pilar C40S. Este fato pode ser atribuído à existência de fissuras ocasionados pela retração do concreto, ou até mesmo a movimentação do pilar para o posicionamento no pórtico de ensaios, levando a mudança nas leituras dos registros das deformações tanto no concreto, como no aço e no reforço de CFRP, além disso, podendo provocar mudanças nos resultados dos deslocamentos apresentados pelo pilar.

4.10.4 Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono - C60S

Analisando os resultados do pilar C60S é evidente a influência dos efeitos de segunda ordem após o aparecimento da primeira fissura, com uma mudança de inclinação do gráfico. Além disso, por ser um dos pilares que apresenta maior excentricidade, consequentemente apresenta maiores momentos.

O pilar C60S apresentou ruptura prematura por flexão na extremidade superior. Este tipo de ruptura é atribuída à descontinuidade do reforço de CFRP nas extremidades do pilar, conduzindo assim a uma mudança dos locais de ruptura.

Desde o início do ensaio os extensômetros de ambas as faces (comprimida e tracionada), já apresentavam uma pequena dispersão entre as leituras registradas. No entanto, próximo a ruptura essas dispersões aumentaram. A diferença de deformação entre os extensômetros ER1 e ER3 próximo à ruptura (um passo de carga antes da ruptura) é de 0,36‰, enquanto a diferença de deformação nos extensômetros ER2 e ER4 também para o passo de carga antes da ruptura é de 0,33‰, apontando para a existência de uma excentricidade na direção perpendicular à da excentricidade aplicada.

Os extensômetros da face comprimida, ER1 e ER3 registraram deformações específicas de compressão de -3,07‰ e -3,43‰ respectivamente, para uma força de 190kN, correspondendo a 98,8% da força de ruína. A média das deformações específicas da face comprimida é de -3,25‰. Para esse mesmo carregamento, os extensômetros da face menos comprimida (tracionada), ER2 e ER4 registraram deformações específicas de tração de

4,03% e 4,36% respectivamente. A média das deformações específicas da face tracionada é de 4,20%.

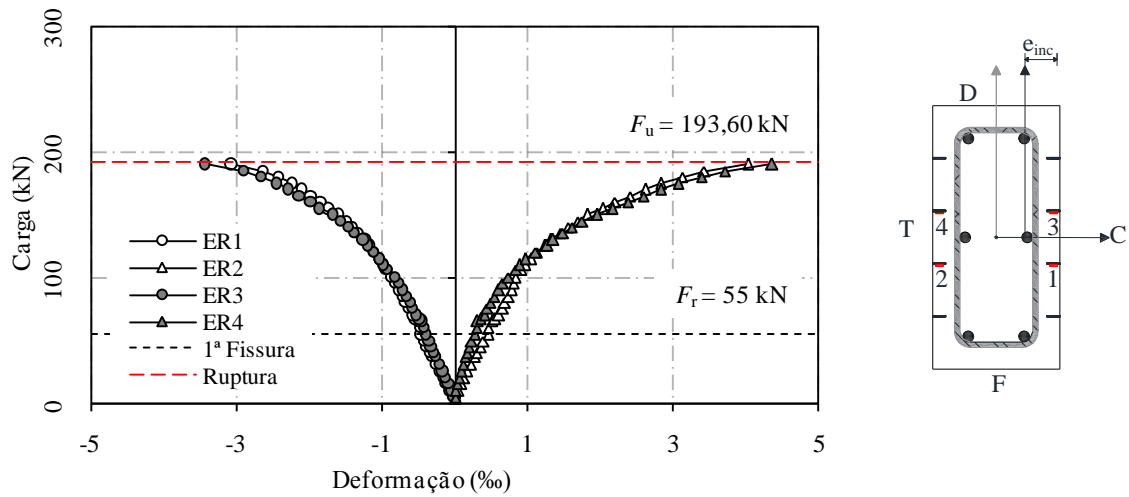


Figura 4.82– Deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C60S

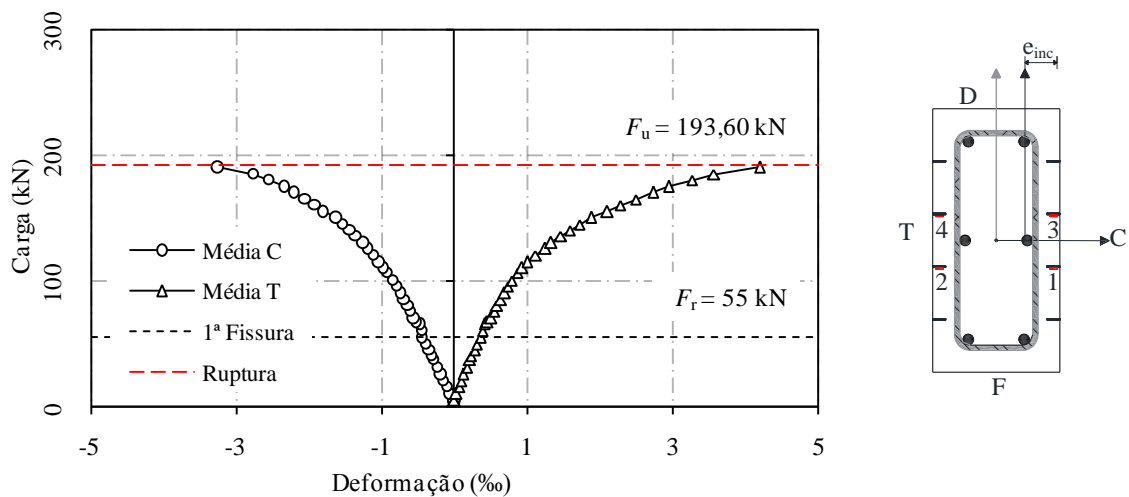


Figura 4.83– Média das deformações específicas no reforço de fibra de carbono – C60S

4.10.5 Comparação das Deformações Específicas no Reforço de Fibra de Carbono

Neste item, serão comparadas as deformações específicas no reforço de fibra de carbono de todos os pilares reforçados. Para a comparação dos resultados, foram utilizados os valores médios das deformações específicas no reforço.

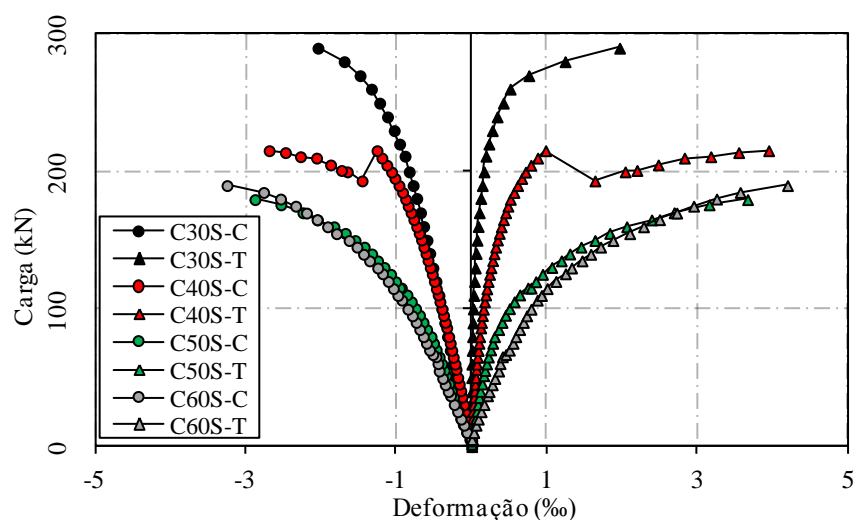


Figura 4.84 – Deformações específicas médias no reforço de fibra de carbono

Verifica-se que há uma tendência do aumento das deformações no reforço da face tracionada com o aumento da excentricidade, pois as lâminas de fibra de carbono aplicadas longitudinalmente trabalham melhor quando a flexão se torna dominante. No entanto, o pilar C50S apresentou deformações menores que o pilar C40S, e rigidez inicial também menor. Este fato pode ser atribuído a problemas na execução do ensaio desse pilar.

O reforço de CFRP dos pilares C30S, C40S, C50S e C60S, na face tracionada, apresentaram deformações últimas registradas entre 1,97% e 4,20%, sendo que esses valores de deformações correspondem a um passo de carga antes da ruína dos pilares. Para maiores excentricidades, há uma maior solicitação da reforço. Além disso, a ruptura prematura dos pilares C40S, C50S e C60S, impediu um melhor aproveitamento da técnica de reforço NSM.

Apesar dos pilares C40S, C50S e C60S terem apresentado ruptura prematura por flexo-compressão na extremidade superior, inferior e superior respectivamente, esses pilares apresentaram ductilidade superior ao pilar C30S, que apresenta menor excentricidade.

4.11 ESTIMATIVAS DAS CARGAS DE RUPTURA PELAS NORMAS

Esta seção apresenta os valores das cargas de ruptura dos pilares determinadas através dos métodos aproximados da ABNT NBR 6118:2014, ACI 318:2014 e *fib* MODEL CODE

2010 (MC2010). Para a norma brasileira, utilizou-se o Método do Pilar-Padrão com Rigidez Aproximada (NBR1) e o Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada (NBR2) . Na determinação das cargas de ruptura, nenhum coeficiente de minoração de resistência dos materiais ou de majoração da solicitação foi utilizado.

A ABNT NBR 6118:2014, o ACI 318:2014 e o *fib* MODEL CODE 2010, assim como outras normas de projeto em concreto armado não trata do reforço com CFRP. Além disso, em algumas diretrizes de projeto de reforço como o ACI 440.2R:2008 e o ACI 440.1R:2015, há uma limitação: não está incluído os efeitos da esbeltez dos pilares (efeitos de segunda ordem), ou seja, existe uma lacuna para pilares esbeltos de concreto armado reforçados com CFRP.

Para a determinação da força de ruína dos pilares reforçados pela norma brasileira, não foi proposta nenhuma adaptação nas equações dos métodos aproximados apresentadas no item 2.4, nas equações dos métodos aproximados não levam em conta a contribuição das armaduras.

Para a determinação da carga de ruptura dos pilares reforçados através do ACI 318:2014, foi usada uma adaptação proposta por Richardson (2013) na Equação 2.95, de forma a incluir a rigidez do CFRP. Considerando-se a contribuição do CFRP a Equação 2.95 é adaptada para a Equação 4.1:

$$EI = \frac{(0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s I_{se} + E_f I_f)}{1 + \beta_{dns}} \quad (4.1)$$

onde E_f é o módulo de elasticidade do CFRP ; I_f é o momento de inércia do CFRP.

Para a determinação das forças de ruína através do *fib* Model Code 2010, foi incluído na equação 2.106, apresentada no item 2.4.3 a taxa de armadura mecânica do reforço de CFRP.

Para a determinação da força de ruína dos pilares, inicialmente foi elaborada a curva de interação da seção dos pilares com e sem reforço com base nos domínios de deformação de seções de concreto armado. O diagrama de interação N x M demonstra todos os pares de esforços (N, M) solicitantes que a seção transversal suporta.

A partir da excentricidade inicial, e adotando valores de força normal em passos de cargas de 10 kN, para cada metodologia das normas, foi determinada o momento final considerando os efeitos de segunda ordem de forma aproximada a cada passo de carga. Os pares de força normal e momentos foram ilustrados na curva de interação da seção dos pilares com e sem reforço, o ponto onde os pares cruzam a curva de interação é considerada a força de ruína dos pilares.

Da Figura 4.85 à Figura 4.94 são apresentadas os diagramas de interação da seção dos pilares com e sem reforço, com as estimativas das forças de ruína estimadas pelas diversas normas. Os pilares que apresentaram as mesmas resistências de concreto e as mesmas características do aço utilizado, ficaram agrupados em um mesmo gráfico.

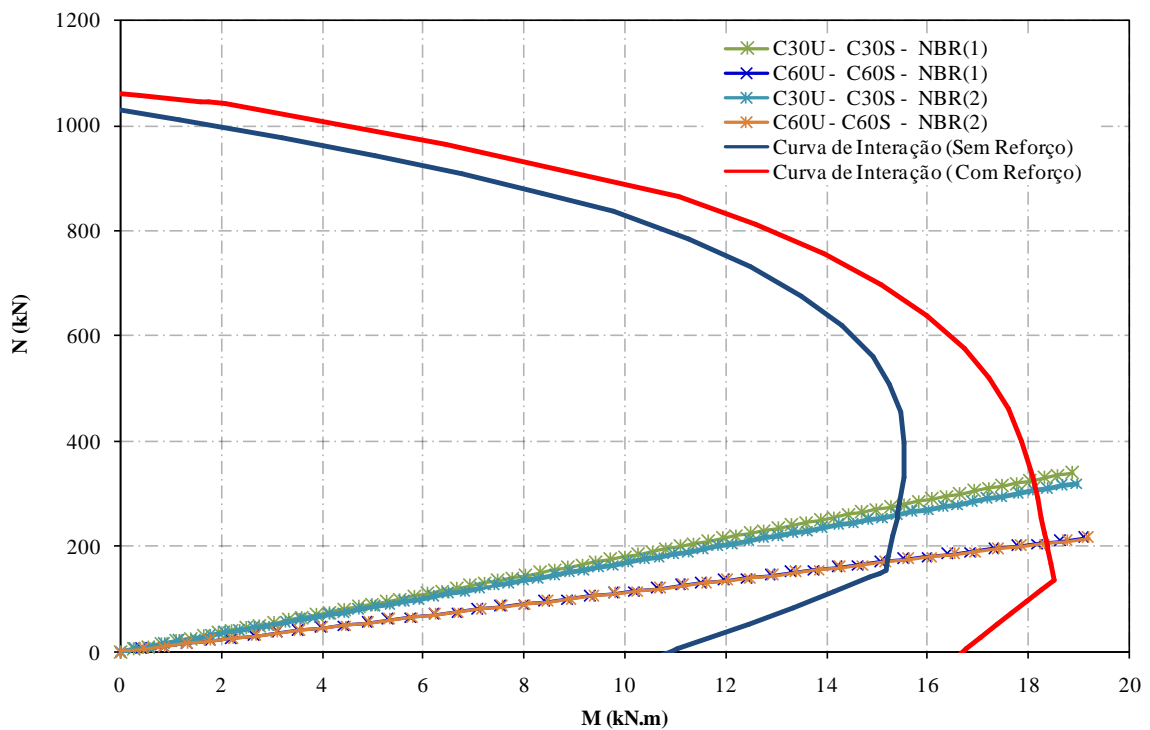


Figura 4.85 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30U, C30S, C60U e C60S pelos Métodos Aproximados da ABNT NBR 6118:2014.

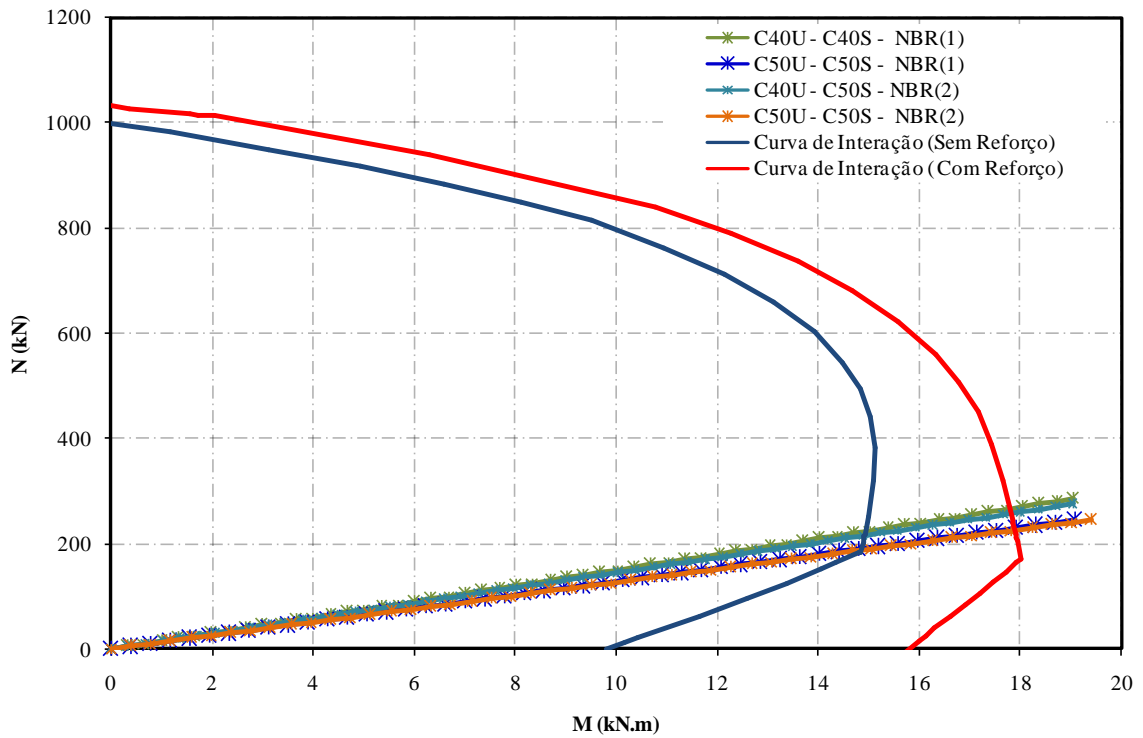


Figura 4.86 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40U, C40S, C50U e C50S pelos Métodos Aproximados da ABNT NBR 6118:2014.

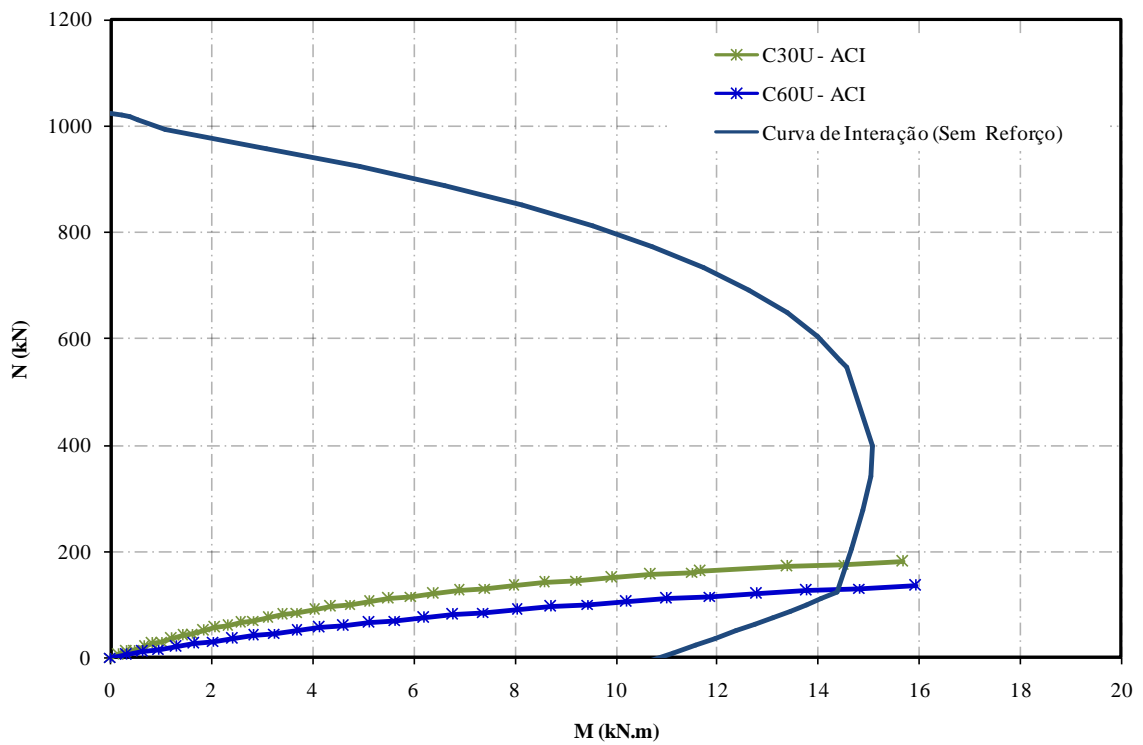


Figura 4.87 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30U e C60U pelo ACI 318:2014

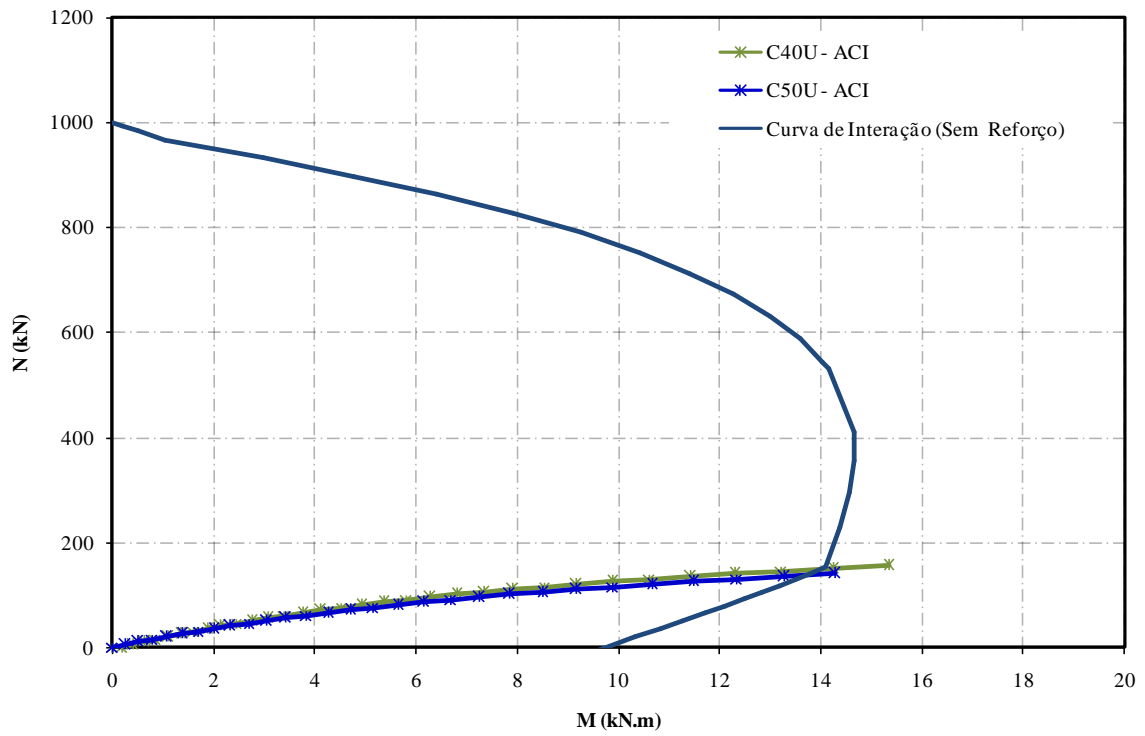


Figura 4.88 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40U e C50U pelo ACI 318:2014

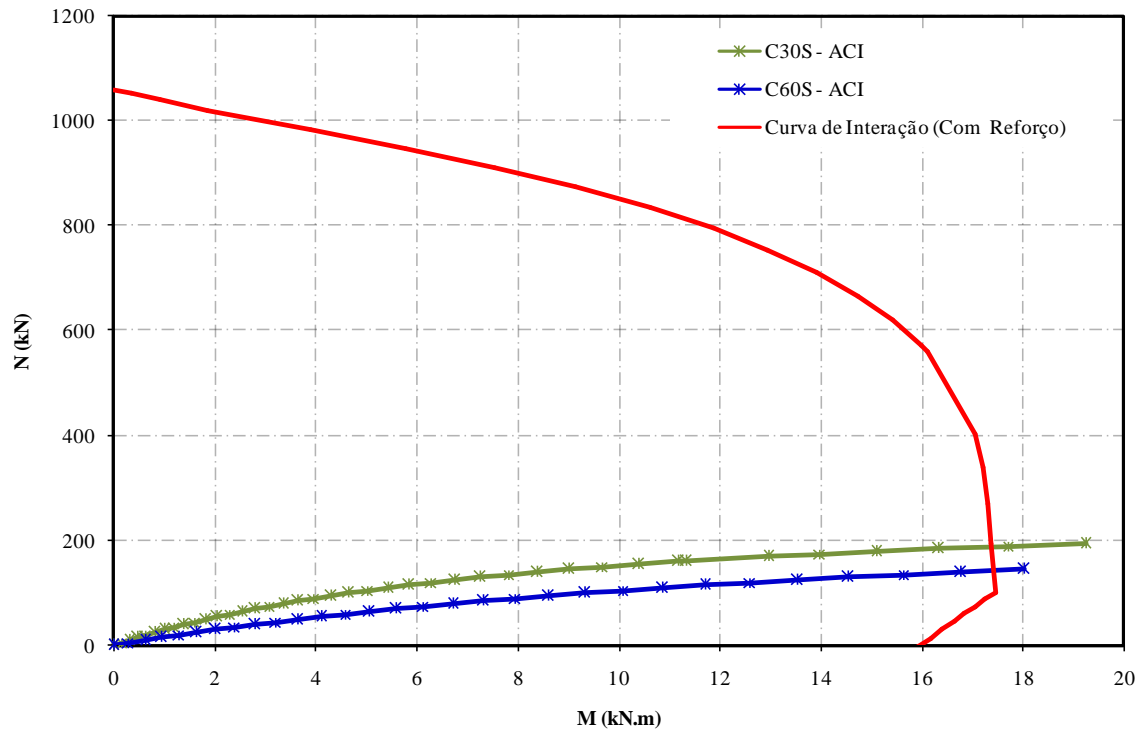


Figura 4.89 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30S e C60S pelo ACI 318:2014

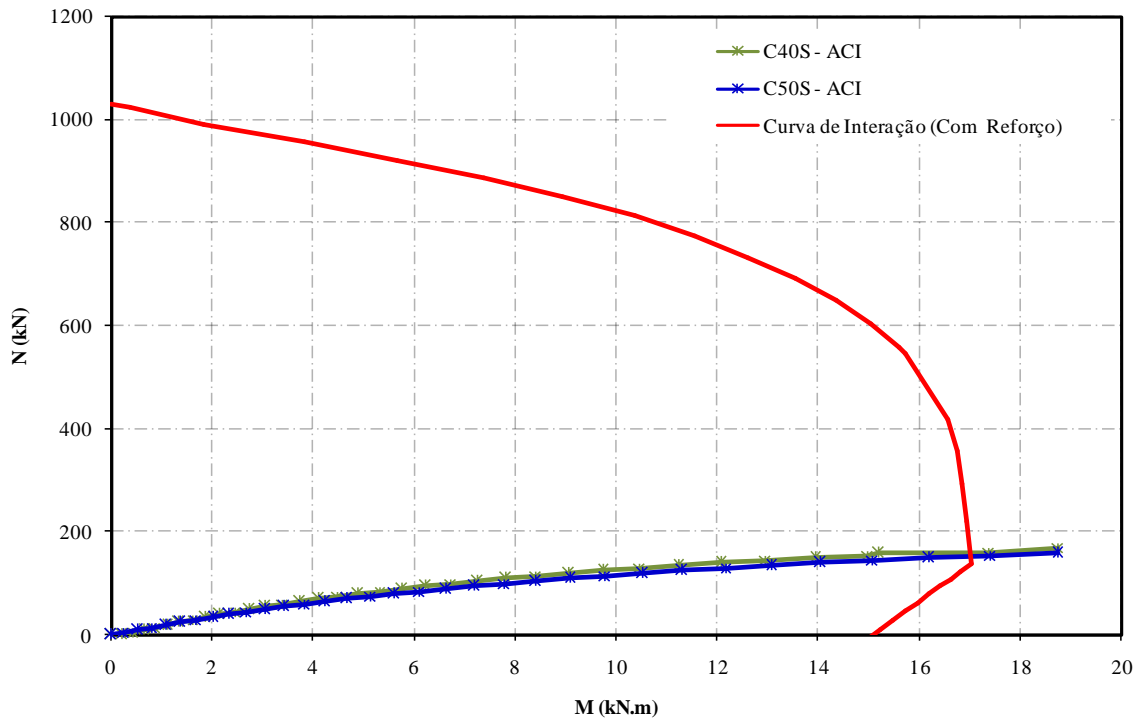


Figura 4.90 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40S e C50S pelo ACI 318:2014

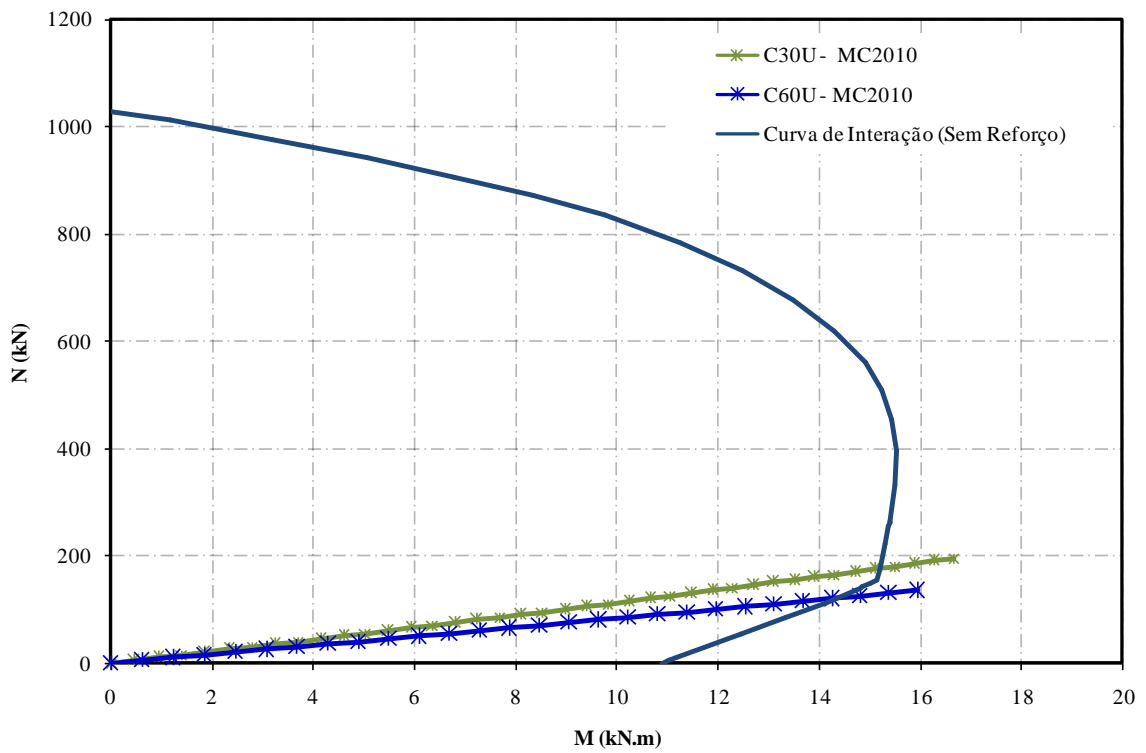


Figura 4.91 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30U e C60U pelo *fib* MODEL CODE 2010 (MC2010)

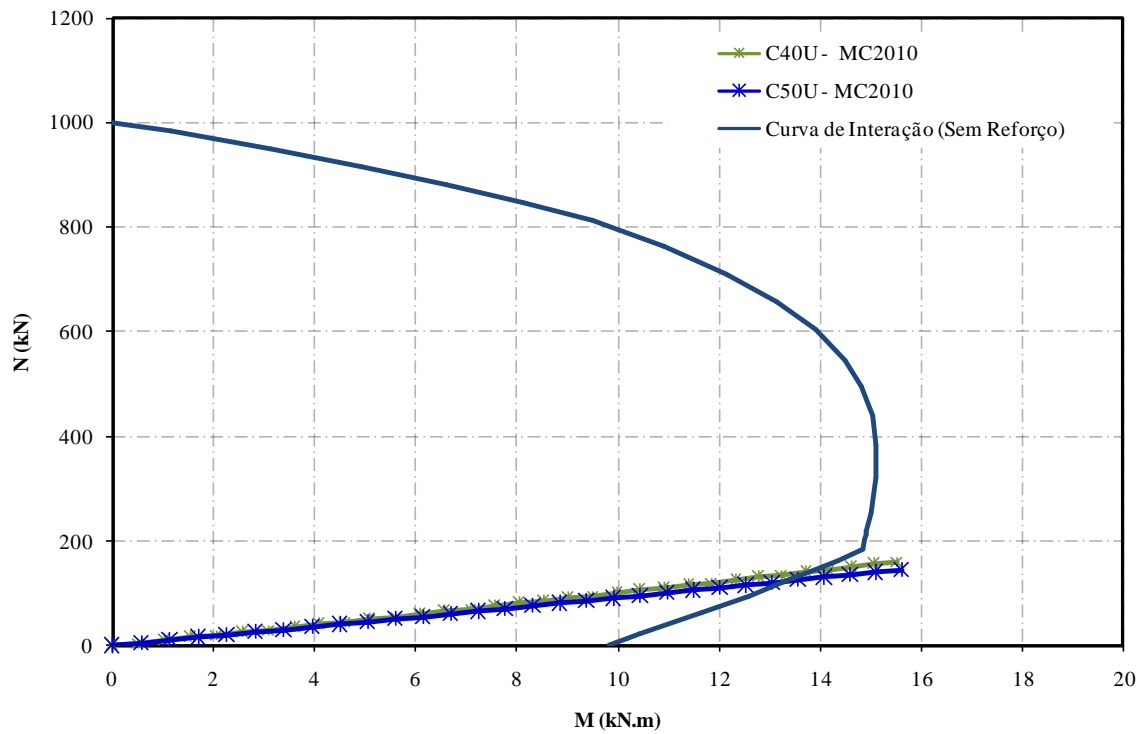


Figura 4.92 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40U e C50U pelo *fib* MODEL CODE 2010 (MC2010)

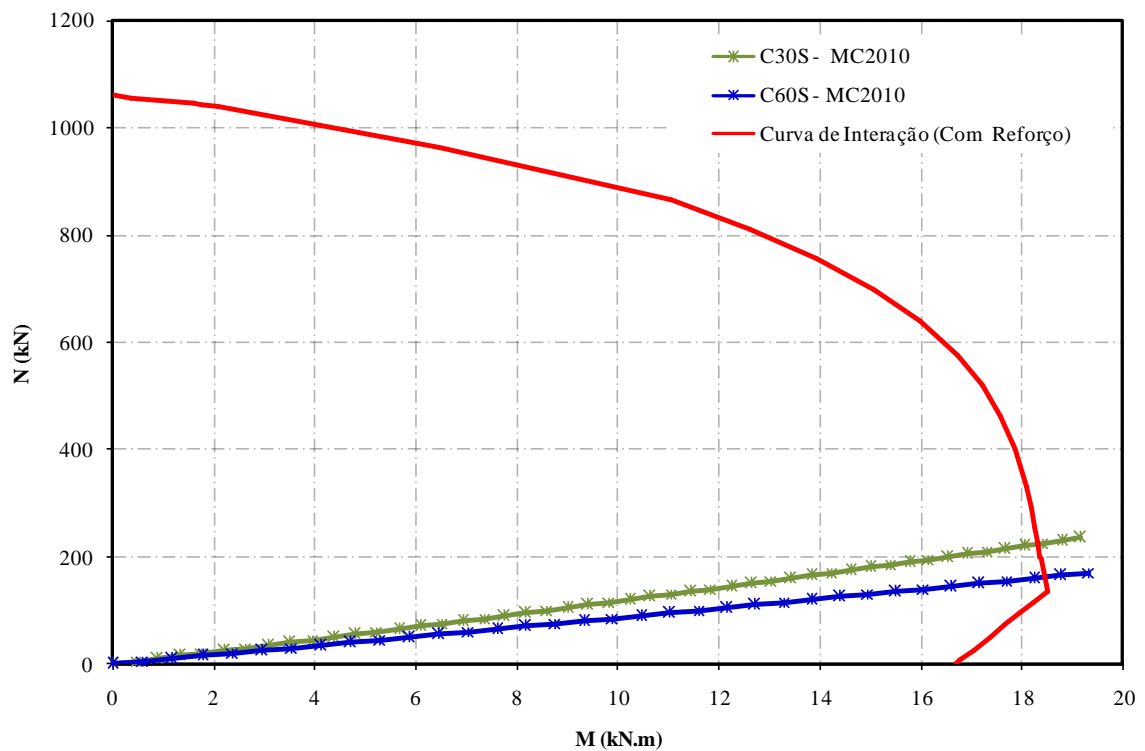


Figura 4.93 – Estimativa da força de ruína dos pilares C30S e C60S pelo *fib* MODEL CODE 2010 (MC2010)

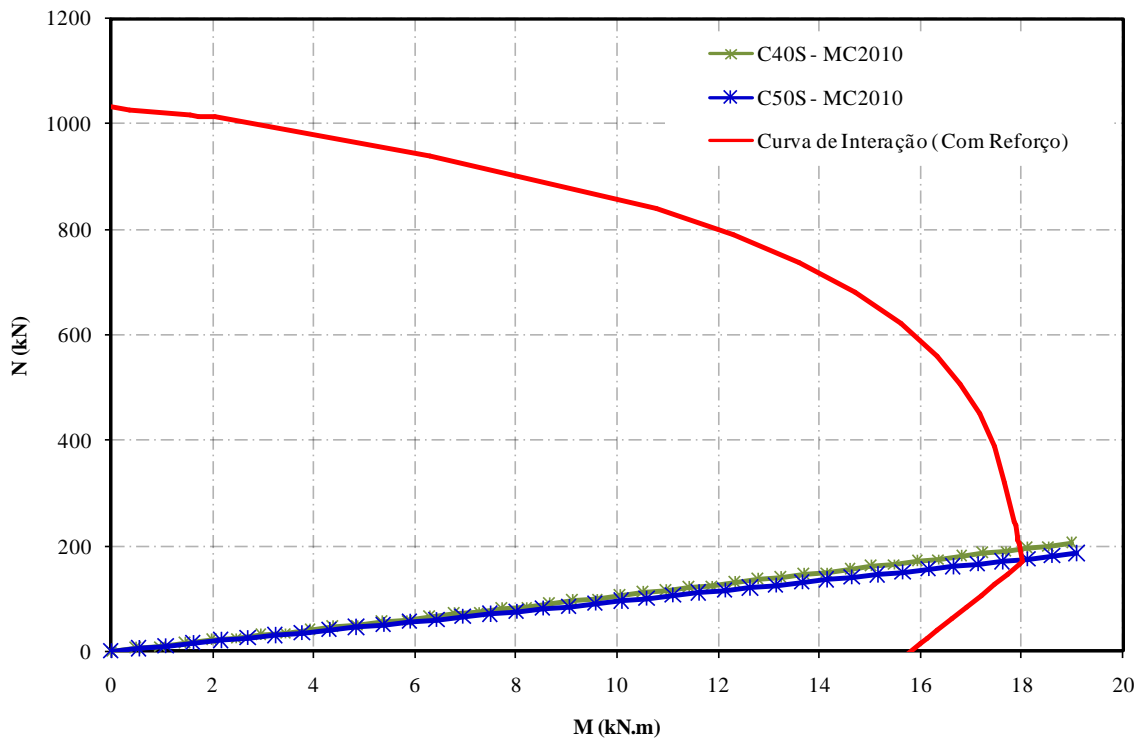


Figura 4.94 – Estimativa da força de ruína dos pilares C40S e C50S pelo *fib* MODEL CODE 2010 (MC2010)

A relação entre as forças de ruína obtidas em laboratório e as estimadas pelas normas estão representados na Figura 4.95. Na Tabela 4.6 são representados as cargas experimentais e as estimadas dos pilares deste estudo, e as dos trabalhos de Melo (2009) e Gajdosova (2010).

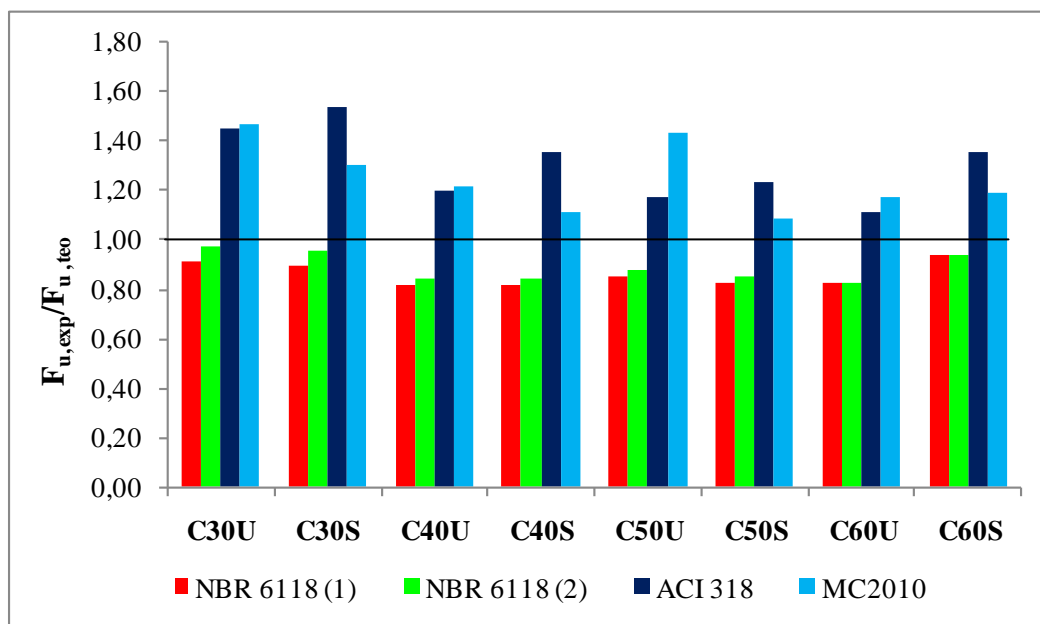


Figura 4.95 – Relação entre a carga experimental e a estimada

Verifica-se a partir da Figura 4.95, que os dois métodos aproximados da norma brasileira apresentam relação $F_{u,exp}/F_{u,teo}$ abaixo da unidade. No entanto, levando-se em consideração o pilar C30S, que apresentou ruína por flexo-compressão na região central, a NBR(2), foi a metodologia com a melhor aproximação do resultado experimental. Para os métodos aproximados da norma brasileira, as equações não levam em conta a contribuição das armaduras, dessa forma, não foram propostas nenhuma adaptação nas equações para a previsão das forças de ruína dos pilares reforçados levando-se em consideração a parcela de contribuição do reforço. Além disso, percebe-se que os métodos de cálculos dos efeitos de segunda ordem pelo ACI 318:2014 e pelo MC2010 apresentam resultados mais conservadores em relação aos métodos aproximados da norma ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 4.6 – Previsões de cargas de ruptura estimadas pelas normas x experimentais

	Pilares	$e_{inicial}$ (mm)	F_u (kN)	$F_{u,NBR(1)}$ (kN)	$F_u/F_{u,NBR(1)}$	$F_{u,NBR(2)}$ (kN)	$F_u/F_{u,NBR(2)}$	$F_{u,ACI}$ (kN)	$F_u/F_{u,ACI}$	$F_{u,MC}$	$F_u/F_{u,MC}$
ABREU NETA (2017)	C30U	30	254,20	277,90	0,91	259,85	0,98	175,00	1,45	176,30	1,44
	C30S	30	291,60	325,79	0,90	306,14	0,95	189,00	1,54	225,00	1,30
	C40U	40	182,20	222,34	0,82	215,00	0,85	152,00	1,20	150,00	1,21
	C40S	40	216,40	263,70	0,82	255,70	0,85	160,00	1,35	195,00	1,11
	C50U	50	161,40	189,90	0,85	184,20	0,88	137,00	1,18	127,00	1,27
	C50S	50	189,50	229,70	0,82	222,30	0,85	153,00	1,24	175,00	1,08
	C60U	60	141,00	171,19	0,82	170,27	0,83	127,00	1,11	120,00	1,18
	C60S	60	193,60	206,69	0,94	205,63	0,94	143,00	1,35	162,00	1,20
GAJDOSOVA (2010)	C1,2	40	286,00	350,00	0,82	335,00	0,85	185,00	1,55	250,00	1,14
	C3,4	40	323,00	387,00	0,83	383,00	0,84	251,94	1,28	292,00	1,11
MELO (2009) Série 2 (L = 2,5 m)	PFN 15-2,5	15	670,40	520,00	1,29	430,00	1,56	360,00	1,86	200,00	3,35
	PFN 24-2,5	24	360,80	390,00	0,93	340,00	1,06	300,00	1,20	165,00	2,19
	PFN 30-2,5	30	336,00	340,00	0,99	300,00	1,12	270,00	1,24	145,00	2,32
	PFN 40-2,5	40	246,00	265,00	0,93	250,00	0,98	230,00	1,07	140,00	1,76
	PFN 50-2,5	50	201,20	215,00	0,94	210,00	0,96	200,00	1,01	120,00	1,68
	PFN 60-2,5	60	164,80	180,00	0,92	185,00	0,89	170,00	0,97	100,00	1,65
NBR(1) – Método do Pilar-Padrão com Rigidez Aproximada (ABNT NBR 6118:2014); NBR(2) – Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada (ABNT NBR 6118:2014); ACI – Método aproximado do ACI 318:2014; MC – <i>fib</i> Model Code 2010.											

Tabela 4.7 – Resumo previsões normativas

		$F_u / F_{u, NBR(1)}$	$F_u / F_{u, NBR(2)}$	$F_u / F_{u, ACI}$	$F_u / F_{u, MC}$
ABREU NETA (2017)	Média	0,86	0,90	1,30	1,32
	Desvio Padrão	0,04	0,06	0,08	0,04
	Coefficiente de Variação (%)	3,85%	5,78%	7,58%	4,47%
GAJDOSOVA (2010)	Média	0,83	0,85	1,41	1,13
	Desvio Padrão	0,01	0,01	0,14	0,02
	Coefficiente de Variação (%)	1%	1%	13%	1,58%
MELO (2009) Série 2 (L = 2,5 m)	Média	1,00	1,10	1,23	2,16
	Desvio Padrão	0,15	0,24	0,33	0,65
	Coefficiente de Variação (%)	15%	22%	27%	30%

A partir da Tabela 4.7 verifica-se que para os pilares deste programa experimental, os métodos aproximado da ABNT NBR 6118:2014, apresentaram relação média de $F_u/F_{NBR(1)}$ e $F_u/F_{NBR(2)}$ de 0,86 e 0,90, respectivamente. O método do ACI 318:2014 e do MC2010, também apresentaram valores próximos de relação média de F_u/F_{ACI} e F_u/F_{MC} de 1,30 e 1,32, respectivamente. Apresentando relações médias superiores as da norma brasileira, e a favor da segurança.

Para os pilares ensaiados por Gajdosova (2010), os métodos aproximados da norma brasileira, apresentaram valores próximos de relação média de $F_u/F_{NBR(1)}$ e $F_u/F_{NBR(2)}$ com valor igual a 0,83 e 0,85. Os valores estimados pelo Método do ACI 318:2014 apresentaram relação média de 1,41, enquanto os resultados estimados pelo MC2010 apresentaram resultados mais adequados com média para a relação $F_u/F_{u,MC}$ de 1,13.

Para os pilares ensaiados na Série 2 por Melo (2009), os métodos aproximados da norma brasileira, apresentaram valores próximos de relação média de $F_u/F_{NBR(1)}$ e $F_u/F_{NBR(2)}$ igual a 1,00 e 1,10, respectivamente. Os valores estimados pelo ACI apresentaram relação média igual a 1,23, enquanto os resultados estimados pelo *fib* Model Code 2010 apresentaram resultados com média para a relação F_u/F_{MC} igual a 2,16, com valores tendendo a subestimar os resultados obtidos nos ensaios dos pilares.

A partir da análise dos resultados de todos os pilares testados, verifica-se que de um modo geral, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada apresentou uma maior aproximação, apresentando uma relação média de $F_u/F_{u,NBR(1)}$ igual a 0,95 para todos os

pilares ensaiados, enquanto para o método do pilar-padrão com rigidez aproximada, obteve-se uma relação de $F_u/F_{u,NBR(2)}$ igual a 0,90.

Os resultados pelo método aproximado do ACI 318:2014 foram um pouco mais conservadores que os resultados apresentados pelos métodos aproximados da norma brasileira, considerando todos os pilares testados, apresentando uma relação de $F_u/F_{u,ACI}$ igual a 1,28. Os resultados mais conservadores dentre todos os pilares testados foram obtidos pelo método aproximado do *fib* Model Code 2010, que apresentaram relação $F_u/F_{u,MC}$ igual a 1,54.

Para os pilares C40S, C50S e C60S, que apresentaram ruína prematura, ficou impossibilitado de fazer uma comparação mais adequada das cargas últimas obtidas experimentalmente e as estimadas pelas normas para esses pilares. Portanto, é necessário realizar mais ensaios com pilares para essas mesmas excentricidades, utilizando um sistema de ancoragem para o reforço nas extremidades.

Analisando os resultados das cargas de ruína obtidas em laboratório dos pilares sem reforço deste programa experimental e os da série 2 de Melo (2009), onde ambos os modelos apresentam as mesmas dimensões e taxas de armaduras, é possível verificar diferenças significativas nas cargas de ruínas. Essas diferenças de resultados foram provocadas pela diferença entre as resistências do concreto usado.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 EFICIÊNCIA E EFICÁCIA DA TÉCNICA DE REFORÇO E INFLUÊNCIA DA EXCENTRICIDADE

Os pilares reforçados C40S, C50S e C60S apresentaram ruína prematura nas extremidades, não sendo possível verificar a eficácia total da técnica de reforço. No entanto, a utilização da técnica NSM resultou em incrementos na capacidade de resistência dos pilares C30S, C40S, C50S e C60S, a um aumento de 14,7%, 18,8%, 16,7% e 37,3%, respectivamente, em relação aos pilares de referência. A técnica NSM é eficiente, no entanto, a sua eficácia depende do aumento da excentricidade relativa. Além disso, há um aumento considerável na resistência dos pilares quando se leva em consideração as dimensões da seção transversal do reforço, que apresenta largura de 10 mm e espessura de 1,2 mm.

Além disso, a técnica de reforço NSM apresentou eficiência por evitar o modo de ruptura por descolamento do reforço ou o destacamento da camada de cobrimento de concreto, evidenciando que para pilares submetidos a flexo-compressão não há descolamento do reforço.

Pelo fato do reforço estar inserido nas aberturas na camada de cobrimento da armadura, apresenta dupla área de aderência, permitindo sua maior fixação, retardando sua ruptura, além disso, garantindo uma maior proteção e uma melhor eficiência.

Foi verificado também que o ganho de resistência aumenta com o aumento da relação da excentricidade. Este fato é fácil de ser compreendido, uma vez que as lâminas de CFRP longitudinais tornam-se mais eficazes quando a flexão torna-se dominante. No entanto, o pilar C50S fugiu da tendência do aumento do ganho de resistência com o aumento da excentricidade, devido a problemas na execução dos ensaios.

A partir da análise dos resultados dos ensaios verificou-se que a excentricidade de aplicação de carga, não influencia somente na capacidade de carga dos pilares, é também uma variável que influencia diretamente nos deslocamentos, deformações dos modelos estudado.

Para os pilares sem reforço, a força de ruína variou de 254,2 kN para o pilar com excentricidade relativa $e/h = 0,25$ a 141 kN para o pilar com excentricidade relativa $e/h = 0,5$. Os pilares sem reforço apresentaram resultados satisfatórios, apresentando uma tendência de redução da força de ruína com o aumento da excentricidade inicial da força aplicada.

Os pilares reforçados apresentaram força de ruína variando de 291,6 kN para o pilar com excentricidade relativa $e/h = 0,25$ a 193,6 kN para o pilar com excentricidade relativa $e/h = 0,5$. Estes pilares apresentaram uma tendência de redução da força de ruína com o aumento da excentricidade inicial da força aplicada, exceto o pilar com excentricidade relativa de $e/h = 0,42$, que apresentou força de ruína inferior ao pilar com excentricidade relativa de $e/h = 0,5$.

Os fatores que podem ter contribuído para a força de ruína do pilar reforçado com excentricidade relativa $e/h = 0,42$, ter sido inferior ao pilar com excentricidade relativa de $e/h = 0,5$, podem ter sido diferença na resistência do concreto, excentricidade aplicada de forma errada ou imperfeições geométricas, sendo necessário ensaiar um novo pilar para validação dos resultados.

5.2 FORÇAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUÍNA

Verificou-se que para todos os pilares, tanto os sem reforço, como os reforçados, que com o aumento da relação e/h (excentricidade relativa) há uma redução da carga de ruína. Todos os pilares reforçados apresentaram cargas de ruína superiores as suas respectivas referências (sem reforço). Além disso, o reforço com o uso de CFRP pela técnica NSM em pilares submetidos a flexo-compressão, aumenta a capacidade de carga, sem o aumento da seção transversal dos pilares.

Os modos de ruína determinados a partir das análises dos resultados de deformações no aço, no concreto e no reforço foram comprovados a partir da curva de interação elaborada de acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, através dos domínios de deformação.

Os pilares C30U, C30S, C40U, C50U e C60U apresentaram ruína por flexo-compressão com grande excentricidade na região central, exceto os pilares C40S, C50S e C60S, que apresentaram ruína prematura nas extremidades, pela falta de ancoragem do reforço nas extremidades. Este modo de ruína pode ser evitado, utilizando um sistema de ancoragem do CFRP nas extremidades.

A partir das análises dos modos de ruína, foram verificadas ruínas típicas dos Domínios 3 e 4.

5.3 FORÇAS DE FISSURAÇÃO E PADRÃO DE FISSURAÇÃO

Para todos os pilares, verificou-se que aumentando-se a excentricidade houve uma maior tendência do surgimento das fissuras. Pilares com maior relação de e/h apresentam valor de carga da primeira fissura percebida visualmente menor, além disso, a aplicação do reforço através da técnica NSM, diminuiu a quantidade e a abertura de fissuras nos pilares reforçados.

Todos os pilares sem reforço, apresentaram maior fissuração na face tracionada. Verificou-se ainda que nesses pilares ocorreu o surgimento de fissuras mais próximo das regiões extremas (consolos). Estes pilares apresentaram padrão de fissuração parecido, onde as maiores fissuras surgiram à meia altura na face tracionada.

Os pilares reforçados apresentaram padrões de fissuração diferentes, exceto os pilares C40S e C50S que apresentaram padrão parecido. Para o pilar C30S as fissuras surgiram ao longo das extremidades da face tracionada, no entanto essas fissuras eram contínuas apenas na região central. Os pilares C40S e C50S apresentam fissuras entre um reforço e outro na face tracionada. O pilar C60S apresentou fissuras não contínuas ao longo de todo o lado tracionado, essas fissuras apareceram principalmente próximas às extremidades do pilar.

5.4 COMPARAÇÃO DAS FORÇAS DE RUÍNA PELOS MÉTODOS APROXIMADOS DAS NORMAS

A principal conclusão deste item é que todas as normas de reforço que tratam de pilares, precisam ser melhoradas, para incluir os efeitos de segunda ordem, principalmente o ACI 440.1R (2015), que trata de estruturas de concreto reforçadas com compósitos colados internamente (NSM).

Para a determinação da carga de ruína dos pilares através dos métodos aproximados das normas, foi considerada a eficiência total do reforço no diagrama da interação.

De um modo geral, o Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada da ABNT NBR 6118:2014 apresentou melhores resultados de estimativas de carga de ruína, quando comparado ao Método do Pilar-Padrão com Rigidez Aproximada .

O método do ACI 318:2014 apresentou resultados com previsões da força de ruína com uma relação média $F_u/F_{u,ACI} = 1,28$ para todos os pilares. Já os valores estimados pelo método do *fib* Model Code apresentaram resultados com média para a relação $F_u/F_{u,MC2010}$ de 1,54 considerando todos os pilares, para alguns pilares o método subestimou a capacidade resistente dos pilares.

Para os pilares do programa experimental estudado os métodos de cálculos dos efeitos de segunda ordem pelo ACI 318:2014 e pelo MC2010 apresentam resultados mais conservadores em relação aos métodos aproximados da norma ABNT NBR 6118:2014.

5.5 SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio utilizado nesta pesquisa mostrou adequado, além disso, a instrumentação utilizada nas armaduras de aço, no concreto e no reforço forneceu dados satisfatórios sobre o comportamento dos pilares.

No sistema usado para registrar as leituras dos deslocamentos horizontais, verificou-se a necessidade de melhorar o sistema de pesos utilizados para garantir o contato haste/pilar dos potenciômetros ou mudar o sistema de forma a evitar problemas em ensaios futuros.

Os LVDT'S usados para medir os deslocamentos verticais nas extremidades dos pilares, apresentaram valores muito pequenos, e em alguns casos não funcionaram corretamente, isto pode ser atribuível a falta de contato com o pilar, indicando que para ensaios futuros é preciso tomar cuidado na verificação do contato do equipamento com o pilar, além disso, na parte superior dos LVDT's recomenda-se utilizar hastes metálicas de modo a travá-los, evitando dessa forma possíveis deslocamentos.

5.6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste item serão apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros baseadas nas observações durante essa pesquisa. São elas:

- Realizar ensaios em pilares reforçados submetidos a flexo-compressão oblíqua, variando-se as taxas de reforço, e a técnica de reforço usada.
- Realizar ensaios com pilares reforçados, com diferentes taxas de armadura, variando-se a disposição das armaduras e tipos de diâmetro das barras.
- Utilizar sistemas de ancoragens para o reforço nas extremidades dos pilares, evitando possíveis ruínas prematuras, ou melhorar a ligação pilar-consolo reforçando com camisa de aço.
- Realizar ensaios variando-se as dimensões das seções transversais e comprimentos dos pilares.
- Realizar análise numérica usando o Método dos Elementos Finitos, utilizando programas do tipo ATENA 3D , DIANA ou ANSYS.
- Para a análise dos efeitos de segunda ordem utilizar o Método Geral e o Método do Pilar-Padrão acoplado a diagramas M, N, $1/r$.
- Para futuros ensaios recomenda-se retirar as mísulas dos pilares e aplicar carga inicial para acomodar o sistema de ensaio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318 RM-14)**. Farmington Hills, 2014.

ACI 440.2R-08. “**Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**”. Reported by ACI Committee 440, 2008.

ACI 440.1R-15. “**Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars**”. Reported by ACI Committee 440, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto Armado – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5738- **Concreto Procedimento para moldagem e cura de corpos de provas**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 5739 -**Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8522-**Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

ADORNO, A. L. C. **Análise teórica e experimental de pilares em concreto simples e armado sob flexo-compressão reta**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 001 A/04 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004, 399p.

ARAÚJO, L. M. B. de **Análise teórico-experimental de pilares de concreto submetidos a flexão normal composta**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2004.

ARQUEZ, A. P. **Aplicação de laminado de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço à flexão de vigas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.

AZEVEDO, C. R., 2011, “**Comportamento monotônico e cíclico de vigas de betão armado reforçadas à flexão por inserção de laminados de CFRP**”, Tese de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, 91 pp.

BENZAID, R. and MESBAH, H. **Circular and Square Concrete Columns Externally Confined by CFRP Composite: Experimental Investigation and Effective Strength Models**. Fiber Reinforced Polymers – The Technology Applied for Concrete Repair, Chapter 6, 2013, pp. 167–201.

CARVALHO, T. S., 2010, “**Reforço à flexão de vigas de betão armado com compósitos de CFRP**”, Tese de Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Setembro, 185 p.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.

CEB-FIP *Model Code (2010)*: Final Draft. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September 2011.

DANTAS, A. B. **Estudo de pilares de concreto armado submetidos à flexão compostareta**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2006.

DIAS, S. J. E. **“Investigação experimental e analítica no reforço ao corte de vigas de betão armado com a técnica de inserção de laminados de CFRP”**. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, Julho 2008, 391 pp.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais: estados limites últimos: teoria e aplicações**. Editora Guanabara Dois S.A., Rio de Janeiro, 1986.

GAJDOSOVÁ, K. **Strengthening of Slender Reinforced Concrete Columns with the use of Fibre Reinforced Polymers**. Dissertation thesis. Slovak University of Technology in Bratislava. Faculty of civil engineering. Department of concrete structures and bridges. Bratislava : SvF STU, 2010, 115p.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul Escola de Engenharia. Porto Alegre, 2007.

GHOSH, K. K and SHEIKH S. A. **Seismic Upgrade with Carbon Fiber-Reinforced Polymer of Columns Containing Lap-Spliced Reinforcing Bars**. *ACI Structural Journal*, vol. 105, No. 4, 2007, pp. 440–450.

MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. “Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP – Teoria e Prática.” 1. ed. São Paulo: Pini, 2015.

MATTHYS, S., TOUTANJI, H., AUDENAERT, K., & TAERWE, L. (2005). Axial load behavior of large-scale columns confined with fiber-reinforced polymer composites. *ACI Structural Journal*, 102(2), 258-267.

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

MELLO, E. L. **Concreto armado: resistência limite à flexão composta normal e oblíqua**. 1ª Edição, Editora Universidade de Brasília. FINATEC, Brasília, 2003.

OLIVOVÁ, K.: **Zosilňovanie betónových stĺpov lamelami a tkaninou z uhlíkových vlákien : Dizertačná práca (Strengthening of concrete columns with the use of carbon fibre polymer laminate strips and sheet: Dissertation thesis)**. Bratislava: Slovak University of Technology, 2007, 207 pp. (in Slovak).

PÉREZ, G. G. **Reforço de estruturas de betão armado com compósitos de fibra de carbono**. Relatório de Estágio para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Ramo Construções, Porto, Setembro, 218, 2014.

RICHARDSON, T. (2013). **Strengthening Damaged Reinforced Concrete Beams and Slender Columns using Ultra-High Modulus CFRP Plates**. Dissertation thesis. Queen's University. Department of Civil Engineering. Kingston, Ontario, Canadá, 2013, 74p.

ROCHETTE P. and LABOSSIÈRE, P. (2000). **Axial Testing of Rectangular Column Models Confined with Composites**. ASCE Journal of Composites Constructions, 0.pp.129 136.

SANTOS, G. S. **Análise teórica e experimental de pilares de concreto armado submetidos a flexão composta reta**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

SEIBLE F., PRIESTLEY M. J. N., HEGEMIER G. A. and INNAMORATO D. (1997). **Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fibre jackets**. Journal of Composites in Construction, ASCE, 1(2), 52–62.

SILVA, C. S. C. G. **Validação de formulações analíticas para o reforço ao corte de vigas de betão armado com compósitos de CFRP**. Tese de Mestrado. Universidade do Minho - Escola de Engenharia, Portugal, 2013, 144p.

SILVA FILHO, J. N. **Análise Experimental de Vigas “T” em Concreto Armado Reforçadas à Flexão com FRP Submetidas a Carregamentos Pseudo-estáticos e**

Cíclicos. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 005 A/05 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 308p.

TAMUZS, V., TEPFERS, R., ZILE, E., AND VALDMANIS, V. (2007). “**Stability of round concrete columns confined by composite wrappings.**” *Mechanics Compos. Mater.*, 43(5), 445–452.

TAO, Z., YU, Q.: **Behaviour of CFRP-strengthened Slender Square RC Columns.** In: *Magazine of Concrete Research*, Vol. 60, 2008, No. 7, pp. 523 – 533.

TENG, J. G., CHEN, J. F., SMITH, S. T. e LAM, L. **FRP - Strengthened RC Structures.** John Wiley & Sons, LTD, Baffins Lane, Chichester, England, 2002.

PARVIN, A. AND BRIGHTON, D. **FRP Composites Strengthening of Concrete Columns under Various Loading Conditions.** *Polymers*, 6, 2014, pp. 1040–1056.

ROCCA, S., GALATI, N. AND NANNI, A. **Large-Size Reinforced Concrete Columns Strengthened with Carbon FRP: Experimental Evaluation.** Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, December 13–15, 2006, Florida, USA, pp. 4.

ANEXO D – LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS REGISTRADOS NOS ENSAIOS

D.1 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS

Tabela D.1 – Deslocamentos horizontais e verticais – C30U (11,97)

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
5,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
20,60	0,00	0,68	0,01	0,02	0,00	-0,07	0,01	0,000	0,000
40,40	0,23	1,26	0,00	0,02	0,00	-0,56	0,01	0,000	0,000
60,80	0,77	1,87	0,53	0,02	0,00	-1,03	0,01	0,000	0,000
83,80	1,42	2,56	1,27	-0,11	0,00	-1,46	0,01	0,000	0,000
100,40	1,85	3,03	1,77	-0,57	0,00	-1,85	0,01	0,000	0,000
120,80	2,45	3,68	2,45	-0,94	0,00	-2,27	0,01	0,000	0,000
140,40	3,07	4,35	3,17	-1,31	0,00	-2,63	0,01	0,000	0,000
160,40	3,71	5,04	3,89	-1,71	0,00	-3,04	0,22	0,000	0,000
180,60	4,53	5,95	4,85	-2,20	0,00	-3,80	0,24	0,000	0,000
200,20	5,72	7,16	6,18	-2,87	0,00	-4,44	0,63	0,000	0,000
221,40	7,81	9,48	8,63	-3,99	0,38	-5,79	1,02	0,000	0,000
240,20	11,48	13,34	12,84	-5,85	0,81	-7,67	1,86	0,000	0,000
254,20	RUPTURA								

Tabela D.2 – Deslocamentos horizontais e verticais – C30S

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,00	0,01	0,05	0,01	-0,30	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
20,00	0,02	0,10	0,01	-0,59	0,00	-0,23	0,00	0,00	0,00
30,20	0,02	0,20	0,01	-0,84	0,00	-0,47	0,00	0,00	0,00
40,00	0,02	0,21	0,01	-1,04	0,00	-0,71	0,00	0,00	0,00
50,20	0,02	0,50	0,01	-1,25	0,00	-0,97	0,00	0,00	0,00
60,00	0,02	0,78	0,01	-1,44	0,00	-1,28	0,00	0,00	0,00
70,00	0,10	1,08	0,01	-1,62	0,00	-1,65	0,00	0,00	0,00
80,00	0,35	1,37	0,13	-1,73	0,00	-1,66	0,00	0,00	0,00
90,00	0,61	1,66	0,37	-1,92	0,00	-2,07	0,00	0,00	0,00
100,20	0,89	1,98	0,65	-2,10	0,01	-2,15	0,00	0,00	0,00
110,00	1,17	2,30	0,96	-2,29	0,00	-2,52	0,00	0,00	0,00
120,20	1,47	2,64	1,25	-2,48	0,00	-2,85	0,00	0,00	0,00
130,00	1,78	2,99	1,57	-2,68	0,01	-3,11	0,00	0,00	0,00
140,60	2,09	3,35	1,89	-2,91	0,01	-3,40	0,00	0,00	0,00
150,20	2,40	3,70	2,20	-3,12	0,01	-3,45	0,00	0,00	0,00
160,20	2,78	4,12	2,58	-3,29	0,01	-3,92	0,00	0,00	0,00

Tabela D.2 – Deslocamentos horizontais e verticais – C30S (Continuação)

170,20	3,14	4,54	2,96	-3,47	0,01	-3,97	0,00	0,00	0,00
180,60	3,57	5,04	3,40	-3,70	0,01	-4,56	0,00	0,00	0,00
190,00	4,02	5,54	3,87	-3,93	0,01	-4,61	0,00	-0,01	0,00
200,00	4,54	6,11	4,38	-4,19	0,01	-5,26	0,00	-0,01	0,00
211,40	5,11	6,77	4,97	-4,49	0,01	-5,63	0,00	-0,01	0,00
220,20	5,93	7,69	5,79	-4,95	0,01	-5,98	0,01	-0,02	0,00
230,00	6,76	8,60	6,61	-5,34	0,00	-6,54	0,01	-0,02	0,00
240,00	7,83	9,82	7,68	-5,94	0,83	-7,22	0,01	-0,02	0,00
250,00	9,19	11,35	9,03	-6,63	1,18	-8,14	0,45	-0,03	0,00
260,20	10,66	13,00	10,51	-7,38	1,62	-8,95	0,45	-0,03	0,00
270,00	12,78	15,39	12,65	-8,40	2,18	-10,19	0,45	-0,03	0,00
280,20	15,55	18,55	15,49	-9,86	2,86	-11,81	0,45	-0,03	0,00
290,00	20,36	23,99	20,34	-12,37	4,33	-14,20	0,45	-0,03	0,00
291,60	RUPTURA								

Tabela D.3 – Deslocamentos horizontais e verticais – C40U

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,60	0,00	0,00	0,10	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15,00	0,00	0,00	0,26	-0,16	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00
20,00	0,00	0,00	0,45	-0,31	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,04
25,60	0,00	0,00	0,69	-0,48	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,08
30,20	0,00	0,00	0,84	-0,60	0,00	-0,03	0,00	0,00	0,10
35,20	0,00	-0,01	1,02	-0,74	0,00	-0,05	0,00	0,00	0,11
40,00	0,00	0,00	1,18	-0,86	0,00	-0,07	0,00	0,00	0,12
45,40	0,00	0,00	1,39	-0,97	0,00	-0,09	0,00	0,00	0,13
50,00	0,00	0,00	1,58	-1,09	0,00	-0,13	0,00	0,00	0,14
55,20	0,00	0,00	1,84	-1,26	0,00	-0,28	0,00	0,00	0,15
60,20	0,00	0,29	2,07	-1,42	0,00	-0,45	0,01	0,00	0,15
65,20	0,00	0,55	2,32	-1,56	0,00	-0,67	0,01	0,00	0,15
70,00	0,00	0,81	2,57	-1,72	0,00	-0,85	0,01	0,00	0,16
75,20	0,00	1,12	2,85	-1,88	0,00	-1,07	0,15	0,00	0,16
80,20	0,00	1,53	3,20	-2,05	0,00	-1,34	0,22	0,00	0,16
85,40	0,00	2,00	3,63	-2,32	0,00	-1,61	0,28	0,00	0,17
90,00	0,87	2,42	3,99	-2,50	0,00	-1,92	0,34	0,00	0,17
94,80	1,26	2,85	4,38	-2,73	0,29	-2,22	0,40	0,00	0,18
100,00	1,71	3,36	4,84	-3,02	0,29	-2,56	0,42	0,00	0,18
105,40	2,23	3,97	5,38	-3,33	0,29	-2,93	0,42	0,00	0,18
110,00	2,71	4,51	5,86	-3,58	0,29	-3,28	0,42	0,00	0,18

Tabela D.3 – Deslocamentos horizontais e verticais – C40U (Continuação)

115,00	3,31	5,21	6,45	-3,87	0,29	-3,70	0,42	0,00	0,18
120,20	4,21	6,17	7,32	-4,39	0,74	-4,27	0,74	0,00	0,19
126,60	4,73	6,76	7,83	-4,64	0,74	-4,54	0,82	0,00	0,19
130,00	5,75	7,91	8,86	-5,37	0,82	-5,09	0,91	0,00	0,19
135,00	6,44	8,68	9,55	-5,66	0,82	-5,58	0,97	0,00	0,19
139,00	7,22	9,58	10,33	-6,11	1,16	-6,00	1,20	0,00	0,19
145,20	8,56	11,10	11,68	-6,81	1,16	-6,74	1,21	0,00	0,19
150,00	9,76	12,46	12,87	-7,52	1,16	-6,83	1,60	0,00	0,19
155,40	11,28	14,19	14,41	-8,35	1,16	-7,59	1,60	0,00	0,19
160,00	12,72	15,82	15,83	-9,45	1,16	-8,52	1,60	0,00	0,19
165,00	15,03	18,45	18,16	-10,46	1,16	-10,05	3,21	0,00	0,19
170,00	17,89	21,68	20,99	-11,94	1,16	-11,46	4,02	0,00	0,19
175,40	21,84	26,14	24,93	-13,97	1,16	-13,67	4,83	0,00	0,19
180,00	28,38	33,54	31,41	-17,24	1,16	-17,46	6,79	0,00	0,19
182,20	RUPTURA								

Tabela D.4 – Deslocamentos horizontais e verticais – C40S

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
10,40	0,00	0,00	0,00	-0,05	-0,02	-0,13	0,00	0,00	0,02
15,60	0,00	0,00	0,00	-0,21	-0,03	-0,36	0,00	0,00	0,04
20,20	0,00	0,00	0,00	-0,38	-0,04	-0,54	0,00	0,00	0,05
25,60	0,00	0,00	0,00	-0,63	-0,05	-0,75	0,00	0,00	0,10
30,40	0,00	0,00	0,00	-0,81	-0,06	-0,95	0,00	0,00	0,13
36,00	0,00	0,01	0,00	-1,00	-0,07	-1,10	0,00	0,00	0,15
40,60	0,00	0,01	0,00	-1,14	-0,07	-1,25	0,00	0,00	0,17
45,40	0,14	0,01	0,00	-1,19	-0,07	-1,44	0,00	0,00	0,19
50,20	0,30	0,01	0,00	-1,24	-0,08	-1,61	0,00	0,00	0,20
56,20	0,51	0,01	0,00	-1,34	-0,08	-1,80	0,00	0,00	0,22
60,00	0,64	0,01	0,00	-1,41	-0,08	-1,93	0,00	0,00	0,23
65,00	0,85	0,01	0,01	-1,65	-0,08	-2,14	0,00	0,00	0,24
70,00	1,03	0,01	0,00	-1,81	-0,08	-2,30	0,00	0,00	0,25
75,20	1,22	0,01	0,01	-1,89	-0,08	-2,48	0,00	0,00	0,26
80,00	1,41	0,01	0,01	-1,97	-0,08	-2,62	0,00	0,00	0,26
86,40	1,65	0,22	0,18	-2,23	-0,08	-2,84	0,00	0,00	0,27
90,40	1,84	0,41	0,33	-2,40	-0,07	-3,01	0,00	0,00	0,28
95,40	2,04	0,62	0,54	-2,54	-0,06	-3,16	0,00	0,00	0,28
100,00	2,25	0,85	0,75	-2,64	-0,05	-3,34	0,00	0,00	0,28
105,40	2,52	1,12	1,02	-2,87	-0,04	-3,54	0,08	0,00	0,29
110,40	2,75	1,38	1,25	-3,02	-0,02	-3,71	0,13	0,00	0,29
114,80	3,01	1,65	1,49	-3,17	0,01	-3,91	0,16	0,00	0,30

Tabela D.4 – Deslocamentos horizontais e verticais – C40S (Continuação)

120,20	3,30	1,96	1,78	-3,41	0,01	-4,12	0,19	0,00	0,30
125,40	3,57	2,27	2,05	-3,63	0,05	-4,34	0,19	0,00	0,31
130,20	3,87	2,57	2,33	-3,77	0,06	-4,53	0,19	0,00	0,31
135,40	4,19	2,90	2,63	-3,84	0,10	-4,75	0,26	0,00	0,31
140,40	4,47	3,21	2,90	-4,05	0,12	-4,97	0,31	0,00	0,32
145,20	4,79	3,56	3,22	-4,29	0,15	-5,19	0,38	0,00	0,32
150,40	5,13	3,92	3,54	-4,51	0,18	-5,42	0,39	0,00	0,32
155,20	5,49	4,30	3,89	-4,62	0,22	-5,65	0,46	0,00	0,32
160,00	5,87	4,72	4,27	-4,84	0,26	-5,91	0,56	0,00	0,33
165,20	6,33	5,22	4,70	-5,06	0,32	-6,21	0,58	0,00	0,33
170,20	6,76	5,69	5,13	-5,32	0,37	-6,48	0,60	0,00	0,33
175,00	7,22	6,19	5,58	-5,51	0,42	-6,77	0,76	0,00	0,34
180,00	7,62	6,65	6,00	-5,82	0,46	-7,05	0,80	0,00	0,34
185,00	8,12	7,20	6,50	-6,06	0,49	-7,37	0,86	0,00	0,34
190,00	8,72	7,87	7,10	-6,45	0,58	-7,74	0,97	0,00	0,34
195,20	9,41	8,62	7,77	-6,81	0,74	-8,16	1,10	0,00	0,34
199,80	9,97	9,24	8,34	-7,16	0,78	-8,51	1,24	0,00	0,34
204,80	10,79	10,15	9,16	-7,70	0,89	-9,00	1,32	0,00	0,34
210,00	11,57	11,01	9,94	-8,11	1,02	-9,46	1,49	0,00	0,35
215,40	12,39	11,90	10,74	-8,56	1,17	-9,97	1,69	0,00	0,35
193,40	16,33	16,60	15,39	-10,65	2,10	-12,52	2,28	0,00	0,41
200,00	19,46	20,11	18,70	-12,30	2,73	-14,49	3,31	0,00	0,43
201,00	20,74	21,57	20,07	-12,98	3,07	-15,22	3,49	0,00	0,43
205,00	23,06	24,22	22,49	-14,29	3,63	-16,56	3,85	0,00	0,43
210,00	26,09	27,62	25,69	-15,91	4,68	-18,48	5,02	0,00	0,44
211,00	29,64	31,69	29,42	-17,77	5,61	-20,62	5,81	0,00	0,44
214,00	32,96	35,54	32,92	-19,55	6,30	-22,61	7,06	0,00	0,44
215,40	36,56	39,72	36,74	-21,37	7,49	-24,92	8,48	0,00	0,44
216,40	RUPTURA								

Tabela D.5 – Deslocamentos horizontais e verticais – C50U

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
0	0,00	0,00	0,00	-0,05	-0,02	-0,03	0,02	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	-0,09	-0,02	-0,04	0,02	0,00	0,11
10	0,00	0,00	0,00	-0,29	-0,03	-0,05	0,02	0,00	0,18
15	0,00	0,00	0,00	-0,41	-0,03	-0,07	0,02	0,00	0,23
20	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,04	-0,20	0,02	0,00	0,27
25	0,00	0,00	0,00	-0,84	-0,04	-0,34	0,02	0,00	0,29
30	0,00	0,00	0,00	-0,98	-0,04	-0,51	0,02	0,00	0,31
35	0,00	0,32	0,00	-1,10	-0,04	-0,67	0,04	0,00	0,34
40	0,00	0,23	0,09	-1,25	-0,04	-0,86	0,06	0,00	0,36

Tabela D.5 – Deslocamentos horizontais e verticais – C50U (Continuação)

45	0,01	0,47	0,36	-1,43	-0,04	-1,04	0,09	0,00	0,37
50	0,01	1,41	0,66	-1,51	-0,03	-1,26	0,12	0,00	0,38
55	0,00	2,60	1,05	-1,92	0,01	-1,53	0,16	0,00	0,39
60	0,12	3,10	1,40	-2,24	0,07	-1,76	0,19	0,00	0,39
66	0,53	3,82	1,82	-2,45	0,12	-2,05	0,25	0,00	0,40
70	0,94	4,76	2,22	-2,60	0,17	-2,33	0,29	0,00	0,40
75	1,56	6,28	2,88	-2,93	0,29	-2,71	0,38	0,00	0,41
80	2,08	6,53	3,40	-3,47	0,39	-3,02	0,45	0,00	0,41
85	2,73	7,61	4,07	-3,95	0,47	-3,41	0,54	0,00	0,42
90	3,49	8,99	4,80	-4,35	0,65	-3,74	0,65	0,00	0,42
95	4,21	10,11	5,52	-4,79	0,74	-4,19	0,73	0,00	0,42
100	5,03	11,13	6,36	-5,32	0,91	-4,58	0,87	0,00	0,43
105	6,16	13,72	7,47	-5,85	1,03	-5,29	1,06	0,01	0,43
110	7,08	14,43	8,41	-6,44	1,43	-5,74	1,21	0,01	0,44
115	8,22	17,33	9,57	-7,05	1,67	-6,26	1,41	0,00	0,44
120	9,42	17,77	10,79	-7,80	1,86	-7,31	1,64	0,00	0,44
125	10,97	20,45	12,40	-8,63	2,31	-7,84	1,98	0,00	0,45
130	12,34	21,55	13,78	-9,44	2,40	-8,88	2,27	0,00	0,45
135	14,55	25,14	16,06	-10,75	2,98	-10,22	2,77	0,01	0,45
140	16,26	26,55	17,77	-11,80	3,38	-11,24	3,15	0,01	0,46
145	19,22	29,58	20,76	-13,51	4,21	-12,53	3,84	0,00	0,46
150	22,14	32,37	23,68	-15,14	4,81	-14,06	4,57	0,00	0,46
155	25,94	35,67	27,53	-17,07	5,92	-16,55	5,50	0,00	0,45
160	31,12	41,92	32,75	-19,85	7,10	-19,03	7,10	0,00	0,45
161,4	RUPTURA								

Tabela D.6– Deslocamentos horizontais e verticais – C50S

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,20	0,00	0,00	0,26	0,00	0,00	-0,01	0,01	0,00	0,09
10,40	0,00	0,01	0,71	-0,12	0,00	0,00	0,01	0,00	0,22
16,00	0,00	0,40	1,11	-0,33	0,00	-0,47	0,05	0,00	0,30
20,40	0,00	0,68	1,40	-0,54	0,00	-0,48	0,05	0,00	0,35
25,80	0,00	1,00	1,69	-0,68	0,00	-0,48	0,05	0,00	0,38
30,60	0,20	1,30	1,95	-0,96	0,00	-1,07	0,08	0,00	0,41
35,80	0,48	1,62	2,25	-1,18	0,00	-1,07	0,08	0,00	0,43
40,20	0,73	1,89	2,49	-1,33	0,00	-1,07	0,08	0,00	0,45
45,60	1,08	2,29	2,84	-1,53	0,00	-1,54	0,09	0,00	0,47
51,60	1,43	2,68	3,18	-1,78	0,00	-1,54	0,19	0,00	0,49
55,40	1,70	2,98	3,45	-1,96	0,00	-2,14	0,25	0,00	0,50
60,20	2,07	3,36	3,82	-2,08	0,00	-2,14	0,33	0,00	0,52
65,20	2,46	3,80	4,20	-2,28	0,00	-2,74	0,33	0,01	0,53
70,40	2,96	4,35	4,69	-2,65	0,00	-2,74	0,42	0,01	0,54

Tabela D.6 – Deslocamentos horizontais e verticais – C50S (Continuação)

75,20	3,41	4,84	5,13	-2,97	0,00	-3,37	0,42	0,01	0,55
80,00	3,84	5,31	5,55	-3,11	0,00	-3,37	0,59	0,01	0,56
85,20	4,52	6,05	6,23	-3,59	0,00	-3,91	0,67	0,01	0,57
90,40	5,12	6,70	6,80	-3,93	0,00	-3,91	0,67	0,01	0,58
95,60	5,75	7,39	7,42	-4,45	0,00	-4,64	0,67	0,01	0,59
100,40	6,44	8,13	8,10	-4,82	0,00	-5,26	0,67	0,01	0,60
105,40	7,15	8,92	8,80	-5,13	0,00	-5,26	0,84	0,01	0,60
110,40	7,90	9,75	9,57	-5,61	0,00	-5,97	0,84	0,01	0,61
115,40	8,86	10,82	10,52	-6,15	0,00	-6,62	0,84	0,02	0,62
115,40	9,25	11,23	10,90	-6,40	0,00	-6,66	0,84	0,02	0,62
120,00	9,91	11,97	11,54	-6,84	0,00	-6,71	1,42	0,02	0,63
125,40	10,80	12,95	12,41	-7,37	1,61	-7,40	1,52	0,02	0,64
130,40	12,04	14,29	13,62	-8,13	1,86	-8,05	1,77	0,02	0,65
135,20	13,26	15,63	14,84	-8,84	2,10	-8,79	1,77	0,02	0,65
140,20	14,37	16,84	15,91	-9,55	2,28	-9,42	1,77	0,02	0,66
145,20	15,85	18,46	17,33	-10,41	2,28	-10,65	1,77	0,02	0,67
150,00	17,66	20,44	19,12	-11,49	2,28	-11,64	1,77	0,02	0,55
155,20	19,58	22,52	20,99	-12,61	3,29	-12,74	1,77	0,02	0,56
160,00	21,82	24,95	23,14	-13,87	3,29	-13,94	1,77	0,02	0,57
165,00	25,07	28,50	26,30	-15,78	4,62	-15,68	1,77	0,02	0,59
170,20	27,75	31,46	28,93	-17,28	4,62	-16,88	1,77	0,02	0,61
176,00	31,84	36,00	33,00	-19,49	4,62	-19,33	1,77	0,02	0,63
179,80	36,61	41,31	37,77	-22,10	4,62	-21,85	1,77	0,02	0,59

Tabela D.7– Deslocamentos horizontais e verticais – C60U

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
2,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00
5,40	0,03	0,26	0,21	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,02
10,20	0,03	0,65	0,57	-0,08	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,03
15,20	0,07	1,00	0,89	-0,27	0,00	-0,09	0,00	0,00	0,04
20,00	0,10	1,33	1,19	-0,27	0,00	-0,09	0,00	0,00	0,05
25,20	0,14	1,83	1,65	-0,57	0,00	-0,11	0,01	0,00	0,06
30,00	0,52	2,28	2,07	-0,88	0,00	-0,11	0,01	0,00	0,07
35,00	0,91	2,76	2,53	-1,23	0,00	-0,46	0,09	0,00	0,08
40,20	1,41	2,76	3,19	-1,70	0,00	-0,95	0,15	0,00	0,08
45,40	1,88	4,01	3,75	-1,96	0,00	-1,36	0,20	0,00	0,09
50,20	2,55	4,78	4,42	-2,44	0,00	-1,84	0,20	0,00	0,10
55,00	3,18	5,52	5,10	-2,88	0,00	-2,30	0,20	0,00	0,11
60,20	4,37	6,76	6,17	-3,63	0,44	-2,92	0,40	0,00	0,12
65,20	5,34	7,84	7,11	-4,11	0,44	-3,56	0,40	0,00	0,14

Tabela D.7 – Deslocamentos horizontais e verticais – C60U (Continuação)

70,20	6,34	8,94	8,08	-4,82	0,74	-4,21	1,04	0,00	0,15
75,00	7,42	10,13	9,16	-5,48	0,99	-4,79	1,04	0,00	0,15
80,20	8,72	11,65	10,52	-6,31	1,16	-5,73	1,04	0,00	0,16
85,00	10,19	13,25	11,89	-7,13	1,35	-6,42	1,57	0,00	0,17
90,00	12,07	15,25	13,57	-8,25	1,60	-7,66	1,86	0,00	0,17
95,20	13,33	16,69	14,86	-9,06	1,99	-8,56	1,86	0,00	0,18
100,20	14,97	18,55	16,50	-9,97	2,18	-9,50	1,86	0,00	0,19
105,40	16,20	19,90	17,71	-10,54	2,50	-10,18	1,86	0,00	0,19
108,20	17,98	21,89	19,49	-11,54	2,73	-11,08	1,86	0,00	0,19
109,60	18,15	22,09	19,65	-11,60	2,97	-11,22	1,86	0,00	0,19
114,60	20,64	24,78	22,01	-13,11	3,36	-12,56	1,86	0,00	0,20
120,40	23,20	27,67	24,60	-14,46	3,86	-14,15	1,86	0,00	0,20
125,60	26,05	30,87	27,45	-15,86	4,43	-15,87	4,49	0,00	0,20
130,00	29,27	34,48	30,64	-17,40	5,39	-18,00	4,49	0,00	0,20
135,60	32,50	38,12	33,88	-19,04	5,93	-19,78	4,49	0,00	0,20
139,80	37,58	43,88	39,15	-21,31	7,09	-22,82	4,49	0,00	0,20
141,00	RUPTURA								

Tabela D.8– Deslocamentos horizontais e verticais – C60S

Carga (kN)	P1 (mm)	P2 (mm)	P3 (mm)	LVDT 1 (mm)	LVDT 2 (mm)	LVDT 3 (mm)	LVDT 4 (mm)	LVDT 5 (mm)	LVDT 6 (mm)
4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,20	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,20	0,28	0,00	0,33	0,01	0,01	0,00	0,00	0,01	0,00
15,60	0,54	0,00	0,63	0,01	0,01	0,00	0,05	0,00	0,00
20,00	0,80	0,00	0,93	-0,01	0,01	0,00	0,05	0,05	0,00
25,40	1,09	0,01	1,25	-0,03	0,01	0,00	0,05	0,00	0,00
30,60	1,40	0,36	1,59	-0,06	0,01	0,00	0,08	0,00	0,00
37,00	1,73	0,75	1,94	-0,12	0,09	0,00	0,08	0,00	0,02
40,00	1,94	0,98	2,15	-0,15	0,10	0,00	0,08	0,00	0,03
45,00	2,27	1,34	2,48	-0,18	0,18	0,00	0,14	0,01	0,05
49,60	2,56	1,65	2,76	-0,20	0,18	0,00	0,16	0,01	0,06
55,00	2,98	2,13	3,19	-0,27	0,21	-0,02	0,18	0,01	0,07
60,40	3,20	2,37	3,40	-0,37	0,21	-0,03	0,18	0,01	0,08
65,40	3,48	2,68	3,70	-0,52	0,21	-0,06	0,22	0,01	0,08
67,00	3,95	3,22	4,22	-0,77	0,21	-0,09	0,34	0,01	0,08
70,20	4,45	3,80	4,74	-1,01	0,47	-0,30	0,46	0,00	0,09
75,20	4,99	4,39	5,31	-1,32	0,59	-0,70	0,52	0,00	0,09
80,00	5,67	5,12	5,98	-1,70	0,66	-1,16	0,58	0,00	0,09
85,20	6,39	5,90	6,70	-2,15	0,77	-1,62	0,60	0,01	0,10
90,40	7,03	6,64	7,38	-2,41	0,77	-1,98	0,60	0,01	0,10
95,20	7,74	7,42	8,13	-2,92	1,06	-2,36	0,94	0,01	0,10

Tabela D.8 – Deslocamentos horizontais e verticais – C60S(Continuação)

100,00	8,67	8,48	9,12	-3,36	1,28	-2,94	0,94	0,01	0,11
106,60	9,70	9,68	10,24	-4,00	1,42	-3,53	1,23	0,01	0,11
110,00	10,47	10,54	11,03	-4,48	1,61	-4,03	1,38	0,01	0,11
115,00	11,31	11,51	11,90	-4,95	1,81	-4,56	1,56	0,01	0,11
120,20	12,41	12,77	13,10	-5,63	2,04	-5,28	1,59	0,01	0,11
125,80	13,44	13,97	14,19	-6,25	2,19	-5,95	2,02	0,01	0,11
130,00	14,40	15,05	15,22	-6,77	2,50	-6,64	2,06	0,01	0,11
135,20	16,16	17,01	17,00	-7,87	2,97	-7,76	2,55	0,01	0,11
140,00	17,38	18,37	18,25	-8,65	3,26	-8,41	2,77	0,01	0,11
145,20	18,67	19,82	19,57	-9,37	3,30	-9,06	3,06	0,01	0,11
150,00	20,21	21,53	21,13	-10,27	3,90	-10,02	3,49	0,01	0,11
155,00	22,52	24,16	23,55	-11,64	4,45	-11,67	3,76	0,01	0,11
160,00	24,25	26,08	25,30	-12,68	4,87	-12,84	4,44	0,01	0,11
165,20	26,26	28,33	27,36	-13,85	5,41	-14,38	4,93	0,01	0,11
170,00	28,26	30,57	29,45	-15,00	5,82	-15,50	5,34	0,01	0,11
175,00	30,29	32,85	31,55	-16,19	6,54	-16,68	5,96	0,02	0,11
180,20	33,13	36,05	34,51	-17,82	6,98	-18,71	6,20	0,02	0,11
185,00	36,23	39,54	37,75	-19,64	6,98		7,65	0,02	0,11
190,00	42,90	47,06	44,79	-23,27	9,96		9,88	0,02	0,11
193,60	RUPTURA								

ANEXO E – LEITURAS DAS DEFORMAÇÕES REGISTRADAS NOS ENSAIOS

DEFORMAÇÕES NA ARMADURA LONGITUDINAL

Tabela E.1 – Deformações específicas nas armaduras – C30U

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
5,80	-0,57	-0,23	0,23	0,00	0,00	0,23	-0,11	0,00
20,60	-239,31	-156,63	-214,62	-27,79	-148,25	41,68	-200,73	-47,58
40,40	-344,27	-241,26	-308,67	-59,60	-222,09	8,73	-291,67	-97,38
60,80	-420,06	-285,93	-379,41	-75,10	-281,68	-12,17	-360,38	-124,40
83,80	-504,80	-327,04	-457,38	-87,96	-347,83	-20,10	-436,67	-145,03
100,40	-554,07	-340,59	-501,93	-89,68	-387,10	-12,86	-481,03	-147,71
120,80	-619,75	-358,05	-561,99	-91,98	-440,04	-3,33	-540,59	-151,12
140,40	-680,04	-363,22	-615,96	-86,58	-482,99	23,54	-593,00	-142,09
160,40	-739,41	-361,15	-668,33	-77,74	-524,78	56,50	-644,17	-127,46
180,60	-808,65	-348,63	-727,46	-63,50	-570,49	99,67	-702,20	-104,15
200,20	-881,91	-305,80	-788,21	-37,09	-613,67	165,59	-761,26	-59,10
221,40	-970,91	-212,90	-864,11	46,62	-669,01	324,17	-834,68	52,63
240,20	-1080,92	33,30	-954,83	314,41	-725,17	595,41	-920,31	314,37
254,20	RUPTURA							

Tabela E.2 – Deformações específicas nas armaduras – C30S

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
0,00	0,00	-0,23	-0,23	-0,23	-0,46	1,15	-0,23	0,23
10,00	-79,69	-30,78	-67,75	-23,77	-59,37	-10,33	-68,94	-21,63
20,00	-146,53	-65,91	-123,56	-48,46	-104,04	-23,08	-124,71	-45,82
30,20	-197,63	-94,85	-168,80	-69,24	-139,87	-35,37	-168,77	-66,49
40,00	-238,05	-117,59	-205,78	-86,35	-170,18	-45,01	-204,67	-82,99
50,20	-277,09	-138,72	-242,07	-101,63	-199,00	-52,48	-239,39	-97,61
60,00	-315,56	-158,01	-276,98	-114,03	-225,42	-56,50	-272,65	-109,51
70,00	-355,75	-174,78	-313,95	-124,02	-252,98	-57,99	-307,56	-118,93
80,00	-393,53	-189,47	-349,78	-132,86	-280,54	-59,94	-341,28	-127,43
90,00	-429,59	-202,79	-383,77	-141,24	-307,52	-61,89	-373,63	-135,31
100,20	-466,56	-216,11	-419,83	-149,86	-336,34	-63,96	-407,58	-143,31
110,00	-503,08	-226,45	-455,20	-155,83	-365,28	-65,00	-441,19	-149,09
120,20	-540,40	-236,78	-490,56	-160,31	-392,38	-63,04	-474,45	-153,38
130,00	-577,03	-244,36	-526,39	-163,18	-422,47	-62,93	-508,63	-156,82
140,60	-613,32	-250,11	-561,76	-164,67	-451,41	-59,37	-542,16	-158,05
150,20	-645,59	-253,32	-593,68	-164,33	-477,82	-57,19	-572,36	-158,28
160,20	-683,25	-255,85	-630,66	-163,64	-508,02	-51,44	-607,31	-156,98
170,20	-718,51	-257,45	-665,11	-161,45	-536,38	-44,56	-640,00	-154,49
180,60	-760,42	-257,22	-705,76	-156,29	-569,00	-34,91	-678,39	-149,47
190,00	-799,81	-255,39	-744,11	-149,05	-599,66	-26,18	-714,53	-143,54
200,00	-841,95	-251,25	-785,22	-139,18	-632,15	-13,67	-753,11	-134,70
211,40	-887,20	-243,22	-828,86	-125,63	-666,26	3,44	-794,11	-121,80
220,20	-940,94	-213,36	-878,93	-83,48	-700,59	51,90	-840,15	-81,65
230,00	-991,69	-184,19	-928,77	-44,78	-739,41	94,05	-886,62	-44,98
240,00	-1053,13	-144,00	-989,63	8,96	-786,26	152,38	-943,00	5,78
250,00	-1120,31	-85,44	-1056,46	71,77	-836,90	228,75	-1004,56	71,69
260,20	-1189,44	-19,98	-1125,13	149,17	-889,49	309,47	-1068,02	146,22
270,00	-1276,94	96,00	-1212,63	282,26	-956,10	444,17	-1148,56	274,14
280,20	-1383,04	278,81	-1318,97	485,74	-1035,56	661,55	-1245,86	475,37
290,00	-1536,11	644,21	-1473,53	849,88	-1151,89	1039,00	-1387,18	844,36
291,60	RUPTURA							

Tabela E.3 – Deformações específicas nas armaduras – C40U

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,60	-0,11	-0,23	0,00	-0,23	0,00	-0,34	-0,06	-0,27
10,60	-15,50	-9,65	-11,14	-5,40	0,00	0,92	-13,32	-4,71
15,00	-30,55	-14,24	-22,62	-6,32	0,00	3,44	-26,58	-5,70
20,00	-46,28	-18,49	-34,91	-7,23	0,00	5,97	-40,59	-6,58
25,60	-66,83	-24,34	-50,87	-8,38	0,00	8,96	-58,85	-7,92
30,20	-80,73	-29,17	-62,12	-9,88	0,00	10,79	-71,43	-9,42
35,20	-98,41	-34,22	-75,90	-10,91	0,00	13,78	-87,16	-10,45
40,00	-114,49	-38,81	-88,31	-11,48	0,00	16,31	-101,40	-11,33
45,40	-133,78	-43,52	-103,12	-11,25	0,00	21,59	-118,45	-11,06
50,00	-154,22	-47,54	-117,36	1,38	0,00	38,70	-135,79	-2,49
55,20	-176,15	-51,22	-132,98	6,20	0,00	57,30	-154,56	4,10
60,20	-197,86	-53,40	-147,90	13,55	0,00	75,44	-172,88	11,87
65,20	-218,64	-55,35	-162,49	21,13	0,00	91,87	-190,56	19,22
70,00	-240,11	-55,35	-177,30	31,23	0,00	114,95	-208,71	30,28
75,20	-263,08	-53,97	-193,03	44,10	0,00	137,45	-228,06	42,53
80,20	-291,22	-37,67	-207,96	85,89	0,00	187,87	-249,59	78,70
85,40	-317,74	-27,67	-224,50	107,71	0,00	219,79	-271,12	99,94
90,00	-341,86	-17,11	-239,08	116,67	0,00	253,78	-290,47	117,78
94,80	-365,28	7,35	-254,24	140,90	0,00	288,69	-309,76	145,65
100,00	-390,09	26,87	-270,55	166,05	0,00	323,60	-330,32	172,17
105,40	-420,06	53,51	-289,84	198,09	0,00	364,02	-354,95	205,21
110,00	-443,94	92,56	-305,11	232,77	0,00	405,24	-374,53	243,52
115,00	-470,70	131,60	-321,76	273,65	0,00	453,24	-396,23	286,16
120,20	-504,57	179,37	-342,55	331,29	0,00	524,21	-423,56	344,96
126,60	-525,13	214,28	-354,03	371,25	0,00	572,67	-439,58	386,07
130,00	-563,94	285,70	-375,62	447,04	0,00	666,37	-469,78	466,37
135,00	-588,86	333,93	-389,63	497,22	0,00	729,42	-489,24	520,19
139,00	-613,55	389,97	-403,29	554,87	0,00	804,75	-508,42	583,20
145,20	-655,23	481,15	-425,45	649,95	0,00	929,80	-540,34	686,97
150,00	-691,18	495,39	-444,17	736,77	0,00	1040,04	-567,67	757,40
155,40	-735,39	591,73	-467,48	846,89	0,00	1171,41	-601,44	870,01
160,00	-771,56	685,32	-485,86	954,26	0,00	1291,52	-628,71	977,03
165,00	-829,44	838,85	-516,98	1128,00	0,00	1527,39	-673,21	1164,75
170,00	-895,23	1031,08	-552,23	1344,23	0,00	1799,20	-723,73	1391,50
175,40	-988,13	1291,75	-607,23	1641,99	0,00	2161,15	-797,68	1698,30
180,00	-1144,42	1736,61	-693,70	2143,92	0,00	2754,03	-919,06	2211,52
182,20	RUPTURA							

Tabela E.4 – Deformações específicas nas armaduras – C40S

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRACÇÃO
1,80	0,00	0,00	0,00	-0,11	0,00	0,00	0,00	-0,04
5,00	-9,99	-7,92	0,00	-2,53	-5,51	-2,41	-7,75	-4,29
10,40	-27,10	-18,60	0,00	-5,97	-17,45	-5,17	-22,28	-9,91
15,60	-44,78	-25,49	0,00	-7,69	-31,00	-5,74	-37,89	-12,98
20,20	-60,98	-30,55	0,00	-8,61	-44,56	-6,20	-52,77	-15,12
25,60	-82,68	-36,40	0,00	-9,42	-61,55	-5,17	-72,11	-17,00
30,40	-98,30	-38,58	0,00	-9,19	-73,03	-3,22	-85,67	-17,00
36,00	-117,13	-41,22	0,00	-8,96	-86,58	1,38	-101,86	-16,27
40,60	-132,06	-44,10	0,00	-9,07	-96,46	2,99	-114,26	-16,73
45,40	-149,05	-47,77	0,00	-9,42	-104,96	4,59	-127,00	-17,53
50,20	-165,93	-50,53	0,00	-9,30	-115,29	6,43	-140,61	-17,80
56,20	-185,91	-53,97	0,00	-9,19	-129,99	8,50	-157,95	-18,22
60,00	-197,63	-55,69	0,00	-9,07	-137,11	10,56	-167,37	-18,07
65,00	-218,41	-59,37	0,00	-8,73	-149,97	13,78	-184,19	-18,11
70,00	-235,06	-61,78	0,00	-8,50	-159,62	16,31	-197,34	-17,99
75,20	-252,40	-63,16	0,00	-7,69	-172,71	19,75	-212,56	-17,03
80,00	-268,82	-63,85	0,00	-6,78	-185,57	22,97	-227,20	-15,89
86,40	-289,95	-63,62	0,00	-5,40	-201,88	28,02	-245,91	-13,67
90,40	-305,80	-64,08	0,00	-4,25	-210,14	31,00	-257,97	-12,44
95,40	-322,91	-63,50	0,00	-3,10	-223,92	35,14	-273,42	-10,49
100,00	-339,67	-62,47	0,00	-1,61	-236,33	39,27	-288,00	-8,27
105,40	-360,34	-60,86	0,00	0,69	-252,17	44,56	-306,26	-5,21
110,40	-377,57	-57,99	0,00	5,05	-265,95	49,84	-321,76	-1,03
114,80	-394,56	-54,43	0,00	10,33	-279,96	55,81	-337,26	3,90
120,20	-414,55	-50,64	0,00	15,62	-295,35	62,93	-354,95	9,30
125,40	-434,30	-46,85	0,00	21,36	-309,82	70,28	-372,06	14,93
130,20	-453,59	-42,49	0,00	27,79	-323,14	79,00	-388,36	21,44
135,40	-475,18	-37,09	0,00	35,14	-339,44	89,11	-407,31	29,05
140,40	-494,35	-31,69	0,00	42,26	-354,83	97,84	-424,59	36,13
145,20	-514,11	-25,26	0,00	50,30	-372,98	108,17	-443,54	44,40
150,40	-534,89	-17,22	0,00	60,63	-389,05	120,80	-461,97	54,74
155,20	-555,90	6,66	0,00	71,20	-403,29	132,52	-479,60	70,12
160,00	-577,84	17,91	0,00	83,60	-419,14	145,84	-498,49	82,45
165,20	-602,64	32,38	0,00	98,76	-437,74	163,29	-520,19	98,14
170,20	-626,41	46,39	0,00	113,00	-456,34	179,60	-541,38	113,00
175,00	-650,99	60,86	0,00	128,15	-476,56	197,28	-563,77	128,77
180,00	-671,66	75,56	0,00	142,62	-494,70	213,82	-583,18	144,00
185,00	-695,08	96,69	0,00	161,68	-515,37	237,47	-605,22	165,28
190,00	-722,53	121,72	0,00	185,11	-540,17	266,64	-631,35	191,16
195,20	-753,65	149,97	0,00	210,60	-567,96	299,71	-660,80	220,10
199,80	-777,65	176,84	0,00	233,57	-590,70	329,34	-684,17	246,58
204,80	-809,91	192,34	0,00	269,17	-621,93	375,04	-715,92	278,85
210,00	-841,72	231,04	0,00	308,44	-653,63	398,70	-747,67	312,73

Tabela E.4 – Deformações específicas nas armaduras – C40S (Continuação)

215,40	-870,20	274,56	0,00	350,01	-683,71	464,73	-776,96	363,10
193,40	-872,04	592,65	0,00	624,69	-725,74	780,75	-798,89	666,03
200,00	-934,62	779,37	0,00	792,34	-808,19	974,70	-871,41	848,80
201,00	-957,59	858,26	0,00	862,16	-838,51	1052,10	-898,05	924,17
205,00	-1002,14	1002,72	0,00	990,55	-897,30	1192,08	-949,72	1061,78
210,00	-1058,18	1190,58	0,00	1159,35	-973,32	1373,86	-1015,75	1241,26
211,00	-1120,19	1411,41	0,00	1351,58	-1058,07	1581,36	-1089,13	1448,11
214,00	-1177,38	1618,45	0,00	1534,39	-1135,69	1777,15	-1156,54	1643,33
215,40	-1238,70	1841,34	0,00	1730,99	-1226,64	2009,34	-1232,67	1860,56
216,40	-1407,39	2415,73	0,00	2238,55	-1498,56	2622,32	-1452,98	2425,53

Tabela E.5 – Deformações específicas nas armaduras – C50U

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
0,00	0,00	0,00	-0,11	-0,11	0,00	-0,34	-0,04	-0,15
5,60	-21,47	18,14	-18,14	1,84	-15,16	5,40	-18,26	8,46
10,20	-39,85	29,63	-33,07	4,36	-25,26	11,02	-32,73	15,00
15,20	-58,11	34,45	-48,00	6,89	-36,06	16,42	-47,39	19,25
20,00	-74,18	45,47	-61,44	8,96	-46,39	21,01	-60,67	25,15
25,00	-93,13	61,09	-76,82	11,83	-57,65	26,30	-75,87	33,07
30,00	-110,47	74,18	-91,29	15,39	-66,60	30,89	-89,45	40,15
35,00	-129,88	84,75	-106,56	19,64	-76,02	36,40	-104,15	46,93
40,40	-151,92	106,79	-122,76	26,64	-85,21	46,28	-119,96	59,90
45,20	-170,18	133,21	-135,04	34,68	-91,18	57,76	-132,13	75,22
50,00	-190,97	157,78	-150,20	42,83	-98,99	69,13	-146,72	89,91
55,00	-214,39	199,35	-166,97	58,56	-105,88	87,04	-162,41	114,99
60,40	-236,90	225,99	-183,16	73,84	-113,45	103,12	-177,84	134,32
66,00	-261,70	271,23	-198,55	109,09	-117,36	148,59	-192,54	176,31
70,40	-283,29	326,81	-213,01	138,03	-122,64	182,12	-206,32	215,66
75,20	-307,98	395,02	-229,67	176,61	-130,91	207,16	-222,85	259,60
80,00	-328,65	424,19	-244,94	210,14	-139,18	240,00	-237,59	291,44
85,00	-351,62	488,50	-260,44	261,47	-146,76	295,92	-252,94	348,63
90,20	-372,98	580,13	-275,71	324,63	-152,73	365,51	-267,14	423,43
95,20	-393,42	635,02	-290,53	374,01	-159,39	418,56	-281,11	475,87
100,20	-414,20	728,27	-305,34	432,92	-166,05	482,30	-295,20	547,83
105,00	-440,73	578,76	-324,17	506,30	-181,21	563,37	-315,37	549,47
110,00	-458,87	688,08	-338,53	566,81	-187,41	629,28	-328,27	628,06
115,00	-477,59	760,42	-353,34	641,45	-193,84	713,11	-341,59	705,00
120,00	-498,03	847,46	-369,76	722,99	-200,50	800,50	-356,10	790,32
125,20	-518,70	1250,99	-387,22	830,24	-205,78	918,43	-370,56	999,89
130,00	-537,07	1368,80	-402,83	926,35	-211,52	1022,01	-383,81	1105,72
135,40	-564,29	1548,17	-425,91	1078,16	-221,63	1186,45	-403,94	1270,93
140,00	-581,63	1671,50	-441,53	1212,40	-227,14	1321,84	-416,77	1401,91
145,20	-617,22	1898,41	-473,68	1432,19	-242,53	1552,65	-444,48	1627,75
150,20	-654,09	2158,85	-508,36	1647,27	-262,05	1770,83	-474,83	1858,99
155,40	-700,71	2481,53	-552,46	1931,37	-289,15	2051,48	-514,11	2154,79
160,00	-768,00	2836,59	-615,04	2328,69	-320,38	2447,31	-567,81	2537,53
161,40	RUPTURA							

Tabela E.6 – Deformações específicas nas armaduras – C50S

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
1,80	0,00	0,00	0,23	0,00	0,23	0,23	0,15	0,08
5,20	-45,82	-20,90	-24,11	-2,76	-7,35	8,61	-25,76	-5,01
10,40	-115,29	-48,80	-67,64	-5,17	-21,36	25,95	-68,10	-9,34
16,00	-171,90	-68,21	-104,04	-4,13	-35,48	41,91	-103,81	-10,14
20,40	-205,32	-77,63	-125,63	-1,03	-45,24	52,48	-125,40	-8,73
25,80	-237,01	-84,52	-146,87	5,28	-55,35	63,96	-146,41	-5,09
30,60	-262,51	-87,96	-165,01	10,68	-64,31	73,95	-163,94	-1,11
35,80	-287,43	-89,68	-182,93	18,37	-73,95	84,63	-181,44	4,44
40,20	-307,64	-89,68	-197,51	26,07	-81,65	94,05	-195,60	10,14
45,60	-333,59	-86,12	-216,57	39,39	-91,41	108,86	-213,86	20,71
51,60	-360,92	-84,17	-237,01	50,41	-102,89	121,49	-233,61	29,24
55,40	-378,60	-81,42	-249,76	59,14	-109,78	130,45	-246,05	36,06
60,20	-401,34	-76,59	-266,64	71,31	-119,20	142,28	-262,39	45,67
65,20	-425,57	-71,43	-284,90	84,06	-128,96	155,14	-279,81	55,92
70,40	-452,21	-62,24	-304,54	101,28	-139,06	171,56	-298,60	70,20
75,20	-475,98	-54,32	-322,22	116,78	-147,90	186,14	-315,37	82,87
80,00	-497,57	-46,39	-338,18	131,71	-156,29	201,30	-330,68	95,54
85,20	-528,11	-28,02	-360,57	163,06	-164,21	251,37	-350,97	128,80
90,40	-555,56	1,38	-381,93	188,10	-174,43	280,19	-370,64	156,56
95,60	-581,86	19,29	-401,91	215,89	-184,08	310,39	-389,28	181,86
100,40	-608,61	42,95	-421,55	248,73	-191,43	349,89	-407,20	213,86
105,40	-636,63	70,97	-442,68	285,59	-200,15	392,27	-426,49	249,61
110,40	-663,27	105,88	-462,32	327,16	-206,81	440,27	-444,13	291,10
115,40	-694,62	153,19	-485,17	384,57	-212,33	506,99	-464,04	348,25
115,40	-704,38	170,64	-491,25	405,59	-212,44	531,56	-469,36	369,26
120,00	-729,65	197,74	-509,74	442,91	-218,99	571,41	-486,12	404,02
125,40	-759,04	238,62	-530,07	495,85	-223,81	630,43	-504,31	454,97
130,40	-797,17	261,36	-556,94	566,47	-229,89	708,40	-528,00	512,08
135,20	-832,42	317,40	-581,74	641,91	-233,45	790,28	-549,21	583,20
140,20	-865,49	371,60	-604,48	710,58	-237,82	863,31	-569,26	648,50
145,20	-905,22	441,99	-632,04	801,88	-242,07	959,89	-593,11	734,58
150,00	-953,34	529,72	-666,60	911,20	-249,99	1077,24	-623,31	839,39
155,20	-1002,60	625,15	-703,35	1026,83	-258,83	1202,53	-654,93	951,50
160,00	-1059,33	736,08	-745,03	1160,96	-269,74	1353,07	-691,37	1083,37
165,00	-1139,94	896,04	-806,47	1353,07	-288,00	1560,34	-744,80	1269,82
170,20	-1209,19	1035,33	-860,33	1520,15	-303,85	1746,60	-791,12	1434,03
176,00	-1312,31	1246,28	-941,86	1770,14	-330,95	2023,23	-861,70	1679,89
179,80	-1430,12	1486,51	-1042,45	2052,40	-371,48	2334,09	-948,02	1957,67

Tabela E.7 – Deformações específicas nas armaduras – C60U

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
2,80	0,00	0,00	0,00	-0,23	-0,23	-0,23	-0,08	-0,15
5,40	-42,03	-3,44	-43,41	0,23	-41,80	2,30	-42,41	-0,31
10,20	-84,17	-1,72	-79,46	10,11	-74,41	15,16	-79,35	7,85
15,20	-110,47	5,05	-101,40	20,44	-94,28	28,13	-102,05	17,88
20,00	-140,56	12,86	-124,36	33,53	-109,67	57,99	-124,86	34,79
25,20	-180,06	36,52	-150,20	90,83	-117,82	156,75	-149,36	94,70
30,00	-211,98	50,99	-172,71	123,90	-129,30	210,26	-171,33	128,38
35,00	-240,80	65,45	-194,53	151,46	-143,08	253,55	-192,80	156,82
40,20	-268,71	84,29	-215,66	179,48	-157,21	291,56	-213,86	185,11
45,40	-298,45	102,66	-237,93	210,83	-171,56	336,00	-235,98	216,50
50,20	-323,83	124,48	-256,08	246,20	-181,67	378,60	-253,86	249,76
55,00	-350,70	150,66	-274,68	282,72	-191,43	419,48	-272,27	284,29
60,20	-377,45	189,01	-294,43	327,85	-200,73	476,10	-290,87	330,99
65,20	-402,37	229,44	-311,66	376,65	-209,45	534,55	-307,83	380,21
70,20	-428,67	241,84	-330,95	429,36	-218,76	598,16	-326,12	423,12
75,00	-451,29	292,36	-347,48	488,84	-225,53	667,98	-341,44	483,06
80,20	-477,82	352,08	-365,63	562,56	-233,00	752,15	-358,81	555,60
85,00	-511,23	435,44	-385,26	664,54	-231,62	853,32	-376,04	651,10
90,00	-545,80	532,71	-405,36	782,12	-227,14	959,08	-392,77	757,97
95,20	-575,43	612,63	-425,34	878,70	-233,22	1051,18	-411,33	847,50
100,20	-607,12	726,09	-446,81	1008,92	-238,74	1181,05	-430,89	972,02
105,40	-623,08	833,80	-458,76	1112,61	-241,61	1280,38	-441,15	1075,60
108,20	-657,19	945,07	-484,25	1240,31	-250,22	1411,64	-463,89	1199,00
109,60	-658,91	957,36	-485,28	1252,94	-249,76	1423,92	-464,65	1211,41
110,20	-663,96	970,79	-489,07	1267,98	-251,37	1439,43	-468,13	1226,07
110,40	-670,05	989,17	-493,89	1289,45	-252,98	1462,62	-472,31	1247,08
114,60	-696,34	1107,79	-515,14	1424,04	-257,80	1604,78	-489,76	1378,87
120,40	-731,02	1288,65	-542,12	1621,32	-260,78	1819,06	-511,31	1576,34
125,60	-774,78	1495,35	-573,70	1840,54	-264,23	2058,37	-537,57	1798,09
130,00	-832,08	1732,48	-613,67	2089,84	-271,00	2328,69	-572,25	2050,33
135,60	-892,36	1982,81	-656,61	2345,80	-281,91	2613,59	-610,30	2314,07
139,80	-986,76	2544,23	-714,72	2798,01	-294,78	3307,98	-665,42	2883,41
141,00	RUPTURA							

Tabela E.8 – Deformações específicas nas armaduras – C60S

Carga (kN)	EF1 ($\mu\text{m/m}$)	EF2 ($\mu\text{m/m}$)	EF3 ($\mu\text{m/m}$)	EF4 ($\mu\text{m/m}$)	EF5 ($\mu\text{m/m}$)	EF6 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRACÇÃO
4,20	0,23	0,23	-0,11	0,23	-0,46	-0,11	-0,11	0,11
5,20	-8,61	-7,35	-7,23	-2,53	-1,84	2,53	-5,89	-2,45
10,20	-72,92	-36,75	-57,30	1,84	-23,20	38,58	-51,14	1,22
15,60	-104,15	-38,35	-81,88	14,24	-37,21	65,91	-74,41	13,93
20,00	-137,22	-40,42	-107,71	24,46	-51,22	95,66	-98,72	26,56
25,40	-171,56	-39,96	-135,04	38,58	-68,44	126,78	-125,01	41,80
30,60	-203,48	-36,29	-161,22	54,43	-86,35	158,24	-150,35	58,79
37,00	-235,98	-28,71	-187,87	73,72	-105,65	192,69	-176,50	79,23
40,00	-254,47	-23,89	-202,56	85,32	-116,21	213,13	-191,08	91,52
45,00	-279,50	-15,16	-223,00	102,43	-130,91	241,49	-211,14	109,59
49,60	-300,40	-6,66	-240,00	117,36	-143,54	265,84	-227,98	125,51
55,00	-327,27	7,12	-261,82	139,87	-0,15	0,28	-196,41	49,09
60,40	-339,33	19,75	-267,90	152,38	-164,44	301,32	-257,22	157,82
65,40	-354,37	31,00	-280,08	165,70	-173,40	318,43	-269,28	171,71
67,00	-377,34	50,76	-298,11	189,13	-186,26	350,47	-287,23	196,78
70,20	-399,04	72,57	-315,90	213,36	-197,97	382,39	-304,31	222,78
75,20	-420,40	93,70	-333,70	237,82	-210,83	414,43	-321,65	248,65
80,00	-440,15	118,74	-350,35	262,97	-223,00	443,25	-337,84	274,99
85,20	-461,86	147,22	-369,19	294,66	-236,56	481,49	-355,87	307,79
90,40	-483,56	176,15	-386,76	325,78	-248,73	519,39	-373,01	340,44
95,20	-503,20	211,52	-402,49	360,11	-259,52	559,81	-388,40	377,15
100,00	-525,59	269,17	-418,33	409,26	-267,79	592,42	-403,90	423,62
106,60	-546,14	339,22	-431,20	483,90	-276,29	621,01	-417,88	481,38
110,00	-561,19	384,00	-443,94	528,92	-285,93	657,53	-430,35	523,48
115,00	-580,02	436,82	-460,71	580,36	-299,02	707,60	-446,58	574,93
120,20	-597,70	511,00	-477,36	644,67	-312,11	766,16	-462,39	640,61
125,80	-617,45	586,11	-495,39	716,56	-326,81	833,57	-479,89	712,08
130,00	-634,79	648,34	-510,78	775,69	-338,99	890,41	-494,85	771,48
135,20	-658,22	760,19	-534,89	876,86	-358,28	992,96	-517,13	876,67
140,00	-676,36	846,32	-552,80	955,52	-372,75	1067,83	-533,97	956,56
145,20	-694,28	948,75	-571,41	1043,14	-388,59	1151,77	-551,43	1047,89
150,00	-713,91	1061,05	-591,96	1144,77	-406,05	1251,33	-570,64	1152,38
155,00	-753,30	1223,66	-630,66	1296,46	-438,66	1401,07	-607,54	1307,06
160,00	-775,92	1349,05	-655,58	1414,74	-461,40	1518,20	-630,97	1427,33
165,20	-803,02	1496,96	-685,09	1554,72	-489,65	1646,35	-659,25	1566,01
170,00	-828,86	1643,94	-715,64	1694,35	-519,96	1786,45	-688,15	1708,25
175,00	-854,24	1794,60	-745,61	1835,25	-549,82	1930,11	-716,56	1853,32
180,20	-889,72	2001,76	-788,21	2028,17	-592,77	2126,93	-756,90	2052,29
185,00	-931,06	2224,08	-838,74	2235,79	-644,21	2338,11	-804,67	2265,99
190,00	-1026,03	2684,10	-955,87	2677,09	-768,46	2767,35	-916,78	2709,51
193,60	RUPTURA							

DEFORMAÇÕES NO REFORÇO DE CFRP

Tabela E.9 – Deformações específicas no reforço de CFRP – C30S

Carga (kN)	ER1 ($\mu\text{m/m}$)	ER3 ($\mu\text{m/m}$)	ER2 ($\mu\text{m/m}$)	ER4 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
0,00	0,23	0,00	-0,23	0,23	0,23	0,00
10,00	-50,99	0,00	2,76	0,92	-50,99	1,84
20,00	-99,67	0,00	1,38	1,38	-99,67	1,38
30,20	-141,93	0,00	-1,15	1,38	-141,93	0,11
40,00	-177,30	0,00	-2,99	2,30	-177,30	-0,34
50,20	-213,36	0,00	-4,13	2,99	-213,36	-0,57
60,00	-247,58	0,00	-2,07	4,82	-247,58	1,38
70,00	-285,01	0,00	2,76	8,50	-285,01	5,63
80,00	-321,99	0,00	8,73	12,40	-321,99	10,56
90,00	-357,82	0,00	14,70	16,31	-357,82	15,50
100,20	-396,63	0,00	20,90	20,90	-396,63	20,90
110,00	-435,44	0,00	29,86	26,64	-435,44	28,25
120,20	-475,18	0,00	40,65	33,30	-475,18	36,98
130,00	-516,06	0,00	53,28	41,57	-516,06	47,43
140,60	-557,40	0,00	67,98	50,53	-557,40	59,25
150,20	-594,60	0,00	82,22	60,63	-594,60	71,43
160,20	-638,70	0,00	99,67	72,34	-638,70	86,01
170,20	-680,27	0,00	117,59	84,06	-680,27	100,82
180,60	-730,33	0,00	141,47	99,67	-730,33	120,57
190,00	-778,33	0,00	166,28	115,29	-778,33	140,78
200,00	-830,01	0,00	192,92	133,44	-830,01	163,18
211,40	-886,05	0,00	223,00	155,25	-886,05	189,13
220,20	-957,93	0,00	268,25	188,78	-957,93	228,52
230,00	-1029,82	0,00	321,99	224,84	-1029,82	273,42
240,00	-1118,93	0,00	398,93	276,98	-1118,93	337,95
250,00	-1222,97	0,00	494,70	344,27	-1222,97	419,48
260,20	-1332,29	0,00	600,57	422,12	-1332,29	511,35
270,00	-1483,41	0,00	829,09	689,00	-1483,41	759,04
280,20	-1694,24	0,00	1307,25	1173,59	-1694,24	1240,42
290,00	-2042,41	0,00	2019,67	1909,21	-2042,41	1964,44
291,600	RUPTURA					

Tabela E.10 – Deformações específicas no reforço de CFRP – C40S

Carga (kN)	ER1 ($\mu\text{m/m}$)	ER3 ($\mu\text{m/m}$)	ER2 ($\mu\text{m/m}$)	ER4 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRACÇÃO
1,80	0,00	0,22	-0,23	0,23	0,11	0,00
5,00	-7,78	-8,43	-3,62	-2,26	-8,11	-2,94
10,40	-23,57	-24,43	-4,08	-4,30	-24,00	-4,19
15,60	-43,03	-44,54	2,26	-2,04	-43,78	0,11
20,20	-61,84	-63,57	9,96	1,13	-62,70	5,55
25,60	-85,41	-89,30	21,74	6,11	-87,35	13,92
30,40	-103,14	-108,97	33,06	11,32	-106,05	22,19
36,00	-124,76	-132,54	45,96	17,66	-128,65	31,81
40,60	-141,19	-150,27	55,02	21,74	-145,73	38,38
45,40	-161,08	-170,59	65,43	25,81	-165,84	45,62
50,20	-179,68	-191,35	75,62	30,57	-185,51	53,09
56,20	-201,51	-216,00	87,85	36,23	-208,76	62,04
60,00	-214,49	-230,49	96,00	40,30	-222,49	68,15
65,00	-235,89	-255,14	108,91	46,64	-245,51	77,77
70,00	-254,27	-275,46	119,77	51,85	-264,86	85,81
75,20	-273,95	-297,51	133,13	58,87	-285,73	96,00
80,00	-292,76	-319,14	146,72	65,66	-305,95	106,19
86,40	-317,84	-347,24	165,28	75,17	-332,54	120,23
90,40	-337,08	-367,14	178,42	82,19	-352,11	130,30
95,40	-357,62	-390,49	194,26	90,57	-374,05	142,42
100,00	-378,16	-412,97	210,57	98,94	-395,57	154,75
105,40	-403,89	-441,30	231,17	109,81	-422,59	170,49
110,40	-426,38	-466,16	250,87	120,23	-446,27	185,55
114,80	-448,65	-490,81	271,02	131,32	-469,73	201,17
120,20	-474,16	-518,92	293,66	144,00	-496,54	218,83
125,40	-500,32	-547,24	317,21	156,91	-523,78	237,06
130,20	-526,05	-575,35	342,11	170,72	-550,70	256,42
135,40	-555,24	-606,27	369,74	185,66	-580,76	277,70
140,40	-580,97	-634,81	394,64	199,47	-607,89	297,06
145,20	-608,43	-664,43	421,58	214,87	-636,43	318,23
150,40	-637,84	-695,78	451,92	232,30	-666,81	342,11
155,20	-667,89	-727,57	482,72	250,42	-697,73	366,57
160,00	-700,11	-761,95	514,42	270,57	-731,03	392,49
165,20	-737,30	-801,30	548,15	293,89	-769,30	421,02
170,20	-773,41	-838,92	584,38	316,98	-806,16	450,68
175,00	-810,38	-878,49	619,25	342,34	-844,43	480,79
180,00	-842,81	-913,30	651,62	374,26	-878,05	512,94
185,00	-882,16	-955,24	693,51	429,51	-918,70	561,51
190,00	-928,43	-1004,32	743,32	477,06	-966,38	610,19
195,20	-980,76	-1059,68	801,06	528,23	-1020,22	664,64

Tabela E.11 – Deformações específicas no reforço de CFRP – C40S (Continuação)

199,80	-1024,00	-1105,73	854,72	574,87	-1064,86	714,79
204,80	-1085,62	-1169,95	930,11	640,08	-1127,78	785,09
210,00	-1151,14	-1235,89	1031,55	718,87	-1193,51	875,21
215,40	-1215,35	-1300,76	1140,68	823,70	-1258,05	982,19
193,40	-1412,97	-1499,89	1855,25	1417,36	-1456,43	1636,30
200,00	-1607,57	-1697,51	2307,40	1768,98	-1652,54	2038,19
201,00	-1685,19	-1776,00	2483,77	1906,42	-1730,59	2195,09
205,00	-1827,89	-1921,95	2812,53	2143,47	-1874,92	2478,00
210,00	-2012,54	-2110,27	3198,79	2452,53	-2061,41	2825,66
211,00	-2224,43	-2326,05	3627,62	2723,32	-2275,24	3175,47
214,00	-2422,27	-2528,43	4043,77	3049,13	-2475,35	3546,45
215,40	-2636,11	-2746,59	4478,04	3411,85	-2691,35	3944,94

Tabela E.12 – Deformações específicas no reforço de CFRP – C50S

Carga (kN)	ER1 ($\mu\text{m/m}$)	ER3 ($\mu\text{m/m}$)	ER2 ($\mu\text{m/m}$)	ER4 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
1,80	0,230	0,230	0,000	0,000	0,23	0,00
5,20	-19,292	-31,694	9,187	8,268	-25,49	8,73
10,40	-51,904	-85,206	24,115	24,115	-68,56	24,11
16,00	-87,502	-137,799	39,043	40,651	-112,65	39,85
20,40	-114,603	-175,923	50,297	53,971	-145,26	52,13
25,80	-144,919	-215,656	63,617	70,278	-180,29	66,95
30,60	-172,938	-250,335	76,708	87,043	-211,64	81,88
35,80	-201,646	-284,785	90,718	105,646	-243,22	98,18
40,20	-226,450	-314,411	103,349	123,100	-270,43	113,22
45,60	-262,737	-346,105	127,234	150,660	-304,42	138,95
51,60	-296,268	-385,378	144,689	175,234	-340,82	159,96
55,40	-318,775	-412,249	157,091	194,526	-365,51	175,81
60,20	-348,172	-447,388	175,005	221,167	-397,78	198,09
65,20	-380,096	-483,904	194,067	249,416	-432,00	221,74
70,40	-416,383	-527,541	218,871	285,933	-471,96	252,40
75,20	-449,225	-565,665	239,541	319,005	-507,44	279,27
80,00	-479,770	-600,804	257,455	348,861	-540,29	303,16
85,20	-536,727	-660,746	307,062	410,641	-598,74	358,85
90,40	-582,201	-710,584	345,646	460,478	-646,39	403,06
95,60	-627,445	-760,191	384,230	513,761	-693,82	449,00
100,40	-677,512	-814,622	429,244	574,163	-746,07	501,70
105,40	-731,943	-872,957	484,593	644,900	-802,45	564,75
110,40	-787,522	-933,359	551,196	723,904	-860,44	637,55
115,40	-859,636	-1010,526	652,708	838,967	-935,08	745,84
115,40	-883,751	-1036,478	696,804	880,766	-960,11	788,78
120,00	-932,440	-1089,761	754,909	946,679	-1011,10	850,79
125,40	-995,828	-1158,660	839,426	1041,301	-1077,24	940,36
130,40	-1078,967	-1248,919	958,392	1168,995	-1163,94	1063,69
135,20	-1162,105	-1338,488	1079,885	1300,593	-1250,30	1190,24
140,20	-1237,435	-1420,249	1187,368	1417,952	-1328,84	1302,66
145,20	-1332,287	-1524,057	1328,842	1575,043	-1428,17	1451,94
150,00	-1448,727	-1650,833	1503,847	1767,962	-1549,78	1635,90
155,20	-1573,206	-1786,794	1695,388	1970,297	-1680,00	1832,84
160,00	-1716,517	-1944,574	1913,799	2203,177	-1830,55	2058,49
165,00	-1925,742	-2175,158	2236,708	2543,081	-2050,45	2389,89
170,20	-2108,096	-2377,722	2549,971	2828,096	-2242,91	2689,03
176,00	-2383,234	-2688,230	3038,928	3269,971	-2535,73	3154,45
179,80	-2709,359	-3050,871	3557,742	3771,330	-2880,11	3664,54

Tabela E.13 – Deformações específicas no reforço de CFRP – C60S

Carga (kN)	ER1 ($\mu\text{m/m}$)	ER3 ($\mu\text{m/m}$)	ER2 ($\mu\text{m/m}$)	ER4 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA COMP.	MÉDIA TRAÇÃO
4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,20	-6,66	-5,05	5,05	-2,99	-5,86	1,03
10,20	-72,11	-56,73	48,00	6,43	-64,42	27,22
15,60	-112,31	-92,33	87,96	28,25	-102,32	58,11
20,00	-155,71	-128,84	124,94	51,44	-142,28	88,19
25,40	-204,40	-169,49	171,33	79,00	-186,95	125,17
30,60	-253,78	-211,75	217,95	110,01	-232,77	163,98
37,00	-307,06	-258,14	274,22	146,53	-282,60	210,37
40,00	-337,84	-285,70	296,04	167,66	-311,77	231,85
45,00	-379,41	-324,52	346,56	199,35	-351,96	272,96
49,60	-414,55	-357,59	387,44	227,37	-386,07	307,41
55,00	-461,63	-403,06	448,77	267,79	-432,34	358,28
60,40	-476,56	-420,75	464,38	289,38	-448,65	376,88
65,40	-502,51	-446,70	502,05	314,18	-474,60	408,11
67,00	-545,22	-489,42	548,67	355,06	-517,32	451,87
70,20	-589,32	-531,67	601,72	398,47	-560,50	500,10
75,20	-629,97	-573,93	655,69	442,11	-601,95	548,90
80,00	-669,70	-614,81	687,39	484,59	-642,26	585,99
85,20	-717,47	-663,73	735,39	538,56	-690,60	636,98
90,40	-764,78	-712,88	772,59	600,80	-738,83	686,70
95,20	-812,56	-764,10	805,89	655,00	-788,33	730,45
100,00	-869,97	-827,02	836,44	740,67	-848,50	788,56
106,60	-938,64	-918,89	903,27	839,20	-928,77	871,23
110,00	-986,64	-977,22	964,36	889,49	-981,93	926,93
115,00	-1042,22	-1040,61	1039,46	965,51	-1041,42	1002,49
120,20	-1104,69	-1112,73	1123,52	1112,73	-1108,71	1118,12
125,80	-1174,97	-1194,49	1222,51	1268,21	-1184,73	1245,36
130,00	-1235,14	-1263,39	1304,04	1349,51	-1249,26	1326,78
135,20	-1335,50	-1378,45	1446,20	1484,78	-1356,98	1465,49
140,00	-1409,91	-1465,03	1555,75	1606,28	-1437,47	1581,01
145,20	-1489,84	-1559,89	1675,18	1748,90	-1524,86	1712,04
150,00	-1584,46	-1674,03	1813,44	1940,44	-1629,24	1876,94
155,00	-1739,02	-1854,09	2030,70	2166,89	-1796,56	2098,79
160,00	-1848,34	-1982,47	2199,27	2365,55	-1915,41	2282,41
165,20	-1974,43	-2134,74	2396,56	2593,84	-2054,58	2495,20
170,00	-2103,50	-2287,00	2613,82	2833,15	-2195,25	2723,48
175,00	-2236,25	-2442,26	2826,95	3069,24	-2339,25	2948,10
180,20	-2419,98	-2659,75	3120,46	3385,03	-2539,87	3252,75
185,00	-2625,99	-2903,43	3422,70	3710,24	-2764,71	3566,47
190,00	-3073,15	-3428,90	4032,92	4356,98	-3251,02	4194,95
193,60	RUPTURA					

DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Tabela E.14 – Deformações específicas no concreto– C30U

Carga (kN)	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
5,800	0,00	0,00	0,00	0,00
20,600	-0,50	-0,65	-0,83	-0,66
40,400	-0,62	-0,80	-1,00	-0,81
60,800	-0,72	-0,90	-1,10	-0,90
83,800	-0,83	-1,02	-1,22	-1,02
100,400	-0,90	-1,09	-1,29	-1,09
120,800	-1,00	-1,18	-1,39	-1,19
140,400	-1,09	-1,27	-1,49	-1,28
160,400	-1,19	-1,36	-1,58	-1,38
180,600	-1,30	-1,47	-1,71	-1,49
200,200	-1,42	-1,60	-1,85	-1,62
221,400	-1,62	-1,80	-2,07	-1,83
240,200	-1,94	-2,12	-2,41	-2,15
254,200	RUPTURA			

Tabela E.15 – Deformações específicas no concreto– C30S

Carga (kN)	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10,00	-0,07	-0,14	-0,04	-0,08
20,00	-0,11	-0,23	-0,12	-0,16
30,20	-0,16	-0,30	-0,19	-0,21
40,00	-0,19	-0,35	-0,24	-0,26
50,20	-0,23	-0,39	-0,29	-0,30
60,00	-0,26	-0,44	-0,34	-0,35
70,00	-0,30	-0,50	-0,39	-0,40
80,00	-0,34	-0,55	-0,44	-0,44
90,00	-0,38	-0,60	-0,49	-0,49
100,20	-0,42	-0,66	-0,54	-0,54
110,00	-0,46	-0,71	-0,60	-0,59
120,20	-0,50	-0,77	-0,65	-0,64
130,00	-0,54	-0,82	-0,70	-0,69
140,60	-0,59	-0,88	-0,76	-0,74
150,20	-0,63	-0,93	-0,81	-0,79
160,20	-0,68	-0,99	-0,87	-0,85
170,20	-0,73	-1,05	-0,92	-0,90
180,60	-0,78	-1,12	-0,99	-0,96
190,00	-0,83	-1,19	-1,05	-1,02
200,00	-0,89	-1,26	-1,12	-1,09
211,40	-0,95	-1,33	-1,20	-1,16
220,20	-1,03	-1,43	-1,30	-1,25
230,00	-1,11	-1,52	-1,39	-1,34
240,00	-1,21	-1,63	-1,51	-1,45
250,00	-1,33	-1,77	-1,65	-1,58
260,20	-1,46	-1,91	-1,79	-1,72
270,00	-1,64	-2,10	-1,98	-1,91
280,20	-1,91	-2,37	-2,25	-2,18
290,00	-2,37	-2,82	-2,68	-2,62
291,60	RUPTURA			

Tabela E.16 – Deformações específicas no concreto– C40U

Carga (kN)	EC1 ($\mu\text{m/m}$)	EC2 ($\mu\text{m/m}$)	EC3 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA
5,60	0,00	0,00	0,00	0,00
10,60	-6,11	-19,02	-15,40	-17,21
15,00	-12,91	-36,91	-31,02	-33,96
20,00	-20,38	-55,92	-47,09	-51,51
25,60	-29,66	-80,38	-67,92	-74,15
30,20	-34,64	-97,81	-79,70	-88,75
35,20	-41,89	-118,87	-96,91	-107,89
40,00	-48,45	-137,89	-112,53	-125,21
45,40	-57,06	-161,66	-132,23	-146,94
50,00	-66,79	-187,47	-153,74	-170,60
55,20	-76,53	-214,87	-176,38	-195,62
60,20	-86,72	-242,04	-200,83	-221,43
65,20	-96,00	-268,98	-224,38	-246,68
70,00	-107,77	-298,64	-249,28	-273,96
75,20	-119,77	-330,79	-276,91	-303,85
80,20	-137,21	-380,15	-321,96	-351,06
85,40	-151,70	-419,55	-357,74	-388,64
90,00	-166,42	-458,04	-392,15	-425,09
94,80	-182,04	-498,11	-428,15	-463,13
100,00	-197,89	-540,91	-467,55	-504,23
105,40	-216,45	-594,57	-510,57	-552,57
110,00	-235,47	-644,15	-556,75	-600,45
115,00	-256,98	-700,08	-607,70	-653,89
120,20	-288,23	-774,34	-675,17	-724,75
126,60	-307,47	-821,66	-719,09	-770,38
130,00	-339,85	-912,45	-794,72	-853,58
135,00	-365,66	-973,58	-850,42	-912,00
139,00	-393,06	-1039,25	-911,32	-975,28
145,20	-440,83	-1152,45	-1015,47	-1083,96
150,00	-482,49	-1252,53	-1107,85	-1180,19
155,40	-534,11	-1378,42	-1223,55	-1300,98
160,00	-582,57	-1491,85	-1329,28	-1410,57
165,00	-659,09	-1672,98	-1496,38	-1584,68
170,00	-753,06	-1895,32	-1701,51	-1798,42
175,40	-884,38	-2203,47	-1986,79	-2095,13
180,00	-1110,57	-2724,45	-2480,15	-2602,30
182,20	RUPTURA			

*Os dados do extensômetro EC1 não foram utilizados para o cálculo da média

Tabela E.17 – Deformações específicas no concreto– C40S

Carga (kN)	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
1,80	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,01
10,40	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02
15,60	-0,02	-0,04	-0,03	-0,03
20,20	-0,04	-0,06	-0,04	-0,05
25,60	-0,05	-0,08	-0,06	-0,06
30,40	-0,06	-0,10	-0,08	-0,08
36,00	-0,07	-0,12	-0,10	-0,10
40,60	-0,08	-0,13	-0,11	-0,11
45,40	-0,10	-0,14	-0,13	-0,12
50,20	-0,11	-0,16	-0,15	-0,14
56,20	-0,12	-0,18	-0,18	-0,16
60,00	-0,13	-0,19	-0,19	-0,17
65,00	-0,15	-0,21	-0,21	-0,19
70,00	-0,16	-0,23	-0,23	-0,21
75,20	-0,17	-0,24	-0,26	-0,22
80,00	-0,19	-0,26	-0,28	-0,24
86,40	-0,21	-0,28	-0,31	-0,27
90,40	-0,22	-0,30	-0,33	-0,28
95,40	-0,23	-0,31	-0,35	-0,30
100,00	-0,25	-0,33	-0,38	-0,32
105,40	-0,27	-0,35	-0,41	-0,34
110,40	-0,28	-0,37	-0,43	-0,36
114,80	-0,30	-0,39	-0,46	-0,38
120,20	-0,32	-0,41	-0,49	-0,41
125,40	-0,34	-0,43	-0,52	-0,43
130,20	-0,36	-0,45	-0,55	-0,45
135,40	-0,38	-0,47	-0,59	-0,48
140,40	-0,40	-0,50	-0,62	-0,51
145,20	-0,42	-0,52	-0,65	-0,53
150,40	-0,45	-0,55	-0,69	-0,56
155,20	-0,47	-0,57	-0,72	-0,59
160,00	-0,50	-0,60	-0,76	-0,62
165,20	-0,52	-0,63	-0,80	-0,65
170,20	-0,55	-0,66	-0,85	-0,69
175,00	-0,58	-0,69	-0,89	-0,72
180,00	-0,61	-0,72	-0,93	-0,75
185,00	-0,64	-0,75	-0,98	-0,79
190,00	-0,67	-0,79	-1,04	-0,83
195,20	-0,71	-0,83	-1,10	-0,88
199,80	-0,75	-0,87	-1,16	-0,92
204,80	-0,79	-0,92	-1,23	-0,98
210,00	-0,85	-0,98	-1,30	-1,04
215,40	-0,91	-1,03	-1,38	-1,11

Tabela E.17 – Deformações específicas no concreto – C40S (Continuação)

193,40	-1,10	-1,23	-1,63	-1,32
200,00	-1,23	-1,40	-1,87	-1,50
201,00	-1,29	-1,46	-1,96	-1,57
205,00	-1,40	-1,58	-2,13	-1,70
210,00	-1,55	-1,74	-2,35	-1,88
211,00	-1,72	-1,91	-2,59	-2,07
214,00	-1,89	-2,08	-2,82	-2,26
215,40	-2,07	-2,26	-3,07	-2,47
216,40	RUPTURA			

Tabela E.18 – Deformações específicas no concreto – C50U

Carga (kN)	EC1 ($\mu\text{m/m}$)	EC2 ($\mu\text{m/m}$)	EC3 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA
0,00	0,00	0,23	-0,23	0,00
5,60	-21,84	-27,07	-27,75	-27,41
10,20	-41,86	-41,63	-52,32	-46,98
15,20	-61,19	-61,19	-76,66	-68,93
20,00	-78,48	-84,63	-99,41	-92,02
25,00	-98,50	-119,20	-125,80	-122,50
30,00	-116,93	-141,95	-151,05	-146,50
35,00	-136,27	-165,38	-179,94	-172,66
40,40	-156,74	-190,64	-213,61	-202,12
45,20	-173,57	-215,43	-242,96	-229,19
50,00	-192,68	-241,59	-277,54	-259,56
55,00	-216,34	-275,94	-321,21	-298,58
60,40	-239,77	-307,56	-362,16	-334,86
66,00	-265,25	-347,60	-418,12	-382,86
70,40	-290,96	-384,00	-466,12	-425,06
75,20	-316,66	-419,26	-524,59	-471,92
80,00	-344,87	-458,39	-577,14	-517,76
85,00	-380,36	-508,21	-645,61	-576,91
90,20	-421,76	-566,90	-727,05	-646,98
95,20	-457,93	-617,18	-796,44	-706,81
100,20	-498,88	-675,64	-877,42	-776,53
105,00	-549,84	-742,52	-977,52	-860,02
110,00	-595,11	-799,17	-1058,50	-928,83
115,00	-649,25	-869,91	-1155,87	-1012,89
120,00	-707,94	-948,17	-1258,92	-1103,55
125,20	-783,92	-1048,95	-1392,23	-1220,59
130,00	-851,94	-1136,08	-1507,34	-1321,71
135,40	-961,82	-1275,98	-1687,05	-1481,52
140,00	-1051,91	-1389,50	-1829,69	-1609,59
145,20	-1210,01	-1586,50	-2081,29	-1833,90
150,20	-1364,93	-1778,96	-2323,79	-2051,37
155,40	-1568,53	-2028,06	-2645,91	-2336,99
160,00	-1858,58	-2386,35	-3107,49	-2746,92
161,40	RUPTURA			
*Os dados do extensômetro EC1 não foram utilizados para o cálculo da média				

Tabela E.19 – Deformações específicas no concreto – C50S

Carga (kN)	EC1	EC2	EC3	MÉDIA
1,80	0,00	0,00	0,00	0,00
5,20	-0,01	-0,02	-0,01	-0,01
10,40	-0,03	-0,04	-0,03	-0,03
16,00	-0,04	-0,08	-0,05	-0,06
20,40	-0,06	-0,11	-0,08	-0,08
25,80	-0,07	-0,14	-0,11	-0,11
30,60	-0,09	-0,16	-0,14	-0,13
35,80	-0,10	-0,19	-0,17	-0,15
40,20	-0,12	-0,21	-0,19	-0,17
45,60	-0,14	-0,24	-0,22	-0,20
51,60	-0,16	-0,27	-0,26	-0,23
55,40	-0,17	-0,30	-0,28	-0,25
60,20	-0,19	-0,32	-0,31	-0,28
65,20	-0,21	-0,35	-0,35	-0,30
70,40	-0,23	-0,38	-0,38	-0,33
75,20	-0,25	-0,42	-0,42	-0,36
80,00	-0,27	-0,44	-0,45	-0,39
85,20	-0,32	-0,49	-0,49	-0,43
90,40	-0,35	-0,54	-0,54	-0,47
95,60	-0,38	-0,58	-0,58	-0,51
100,40	-0,41	-0,62	-0,62	-0,55
105,40	-0,45	-0,67	-0,67	-0,60
110,40	-0,49	-0,72	-0,72	-0,65
115,40	-0,55	-0,79	-0,79	-0,71
115,40	-0,56	-0,81	-0,80	-0,73
120,00	-0,60	-0,86	-0,85	-0,77
125,40	-0,64	-0,92	-0,90	-0,82
130,40	-0,70	-1,00	-0,97	-0,89
135,20	-0,76	-1,08	-1,03	-0,96
140,20	-0,82	-1,15	-1,09	-1,02
145,20	-0,89	-1,24	-1,16	-1,10
150,00	-0,98	-1,35	-1,25	-1,19
155,20	-1,07	-1,47	-1,34	-1,29
160,00	-1,18	-1,61	-1,43	-1,41
165,00	-1,34	-1,81	-1,56	-1,57
170,20	-1,48	-1,99	-1,68	-1,72
176,00	-1,71	-2,26	-1,85	-1,94
179,80	-1,98	-2,57	-2,02	-2,19
189,50	RUPTURA			

Tabela E.20 – Deformações específicas no concreto – C60U

Carga (kN)	EC1 ($\mu\text{m/m}$)	EC2 ($\mu\text{m/m}$)	EC3 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA
2,80	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23
5,40	-110,04	-96,00	-7,02	-71,02
10,20	-191,32	-155,77	-31,47	-126,19
15,20	-237,96	-188,60	-58,87	-161,81
20,00	-291,40	-235,70	-86,26	-204,45
25,20	-387,40	-312,45	-128,60	-276,15
30,00	-453,28	-360,68	-167,55	-327,17
35,00	-515,09	-410,26	-206,04	-377,13
40,20	-573,28	-455,32	-247,02	-425,21
45,40	-635,32	-505,13	-294,57	-478,34
50,20	-692,38	-550,87	-338,94	-527,40
55,00	-746,04	-594,79	-389,21	-576,68
60,20	-808,53	-647,77	-446,94	-634,42
65,20	-874,64	-699,40	-503,77	-692,60
70,20	-943,47	-756,00	-566,72	-755,40
75,00	-1013,66	-813,74	-629,43	-818,94
80,20	-1094,49	-874,87	-698,49	-889,28
85,00	-1188,91	-952,08	-795,17	-978,72
90,00	-1273,58	-1027,92	-902,04	-1067,85
95,20	-1351,25	-1093,58	-989,21	-1144,68
100,20	-1447,92	-1180,53	-1100,38	-1242,94
105,40	-1517,89	-1246,87	-1189,81	-1318,19
108,20	-1617,74	-1338,11	-1313,89	-1423,25
109,60	-1625,21	-1344,45	-1324,08	-1431,25
110,20	-1637,89	-1355,32	-1339,92	-1444,38
110,40	-1655,77	-1371,17	-1361,21	-1462,72
114,60	-1755,62	-1465,58	-1485,06	-1568,75
120,40	-1896,91	-1599,85	-1659,85	-1718,87
125,60	-2057,89	-1754,26	-1860,23	-1890,79
130,00	-2245,58	-1935,85	-2095,47	-2092,30
135,60	-2449,36	-2128,08	-2335,02	-2304,15
139,80	-2890,64	-2586,79	-2936,83	-2804,75
141,00	RUPTURA			

Tabela E.20 – Deformações específicas no concreto – C60S

Carga (kN)	EC1 ($\mu\text{m/m}$)	EC2 ($\mu\text{m/m}$)	EC3 ($\mu\text{m/m}$)	MÉDIA
4,20	0,00	0,00	-0,23	-0,11
5,20	0,00	-12,68	-3,85	-8,26
10,20	0,00	-125,89	-57,51	-91,70
15,60	0,00	-181,36	-100,53	-140,94
20,00	0,00	-243,62	-143,09	-193,36
25,40	0,00	-311,77	-189,51	-250,64
30,60	0,00	-378,11	-237,96	-308,04
37,00	0,00	-445,36	-290,26	-367,81
40,00	0,00	-480,45	-320,83	-400,64
45,00	0,00	-530,26	-365,89	-448,08
49,60	0,00	-572,38	-404,15	-488,26
55,00	0,00	-628,08	-456,00	-542,04
60,40	0,00	-645,51	-481,81	-563,66
65,40	0,00	-674,49	-512,38	-593,43
67,00	0,00	-721,81	-561,28	-641,55
70,20	0,00	-766,42	-610,42	-688,42
75,20	0,00	-813,74	-660,91	-737,32
80,00	0,00	-860,15	-707,77	-783,96
85,20	0,00	-913,36	-763,92	-838,64
90,40	0,00	-965,89	-819,62	-892,75
95,20	0,00	-1018,87	-876,91	-947,89
100,00	0,00	-1082,04	-954,79	-1018,42
106,60	0,00	-1163,77	-1054,64	-1109,21
110,00	0,00	-1217,43	-1117,36	-1167,40
115,00	0,00	-1280,83	-1188,23	-1234,53
120,20	0,00	-1352,60	-1267,92	-1310,26
125,80	0,00	-1433,21	-1356,68	-1394,94
130,00	0,00	-1500,00	-1430,72	-1465,36
135,20	0,00	-1609,36	-1551,40	-1580,38
140,00	0,00	-1692,91	-1644,00	-1668,45
145,20	0,00	-1786,42	-1749,96	-1768,19
150,00	0,00	-1896,00	-1867,92	-1881,96
155,00	0,00	-2062,87	-2042,04	-2052,45
160,00	0,00	-2188,08	-2167,70	-2177,89
165,20	0,00	-2333,21	-2311,02	-2322,11
170,00	0,00	-2481,74	-2450,94	-2466,34
175,00	0,00	-2634,57	-2591,55	-2613,06
180,20	0,00	-2846,26	-2777,66	-2811,96
185,00	0,00	-3081,28	-2973,74	-3027,51
190,00	0,00	-3572,83	-3511,85	-3542,34
193,60	RUPTURA			