

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

MARGOT FABIANA PEREIRA

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES
MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS
SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO**

São Carlos

2017

MARGOT FABIANA PEREIRA

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES
MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS
SUBMETIDOS A FLEXO-COMPRESSÃO**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas).

Orientadora: Prof.^a Associada Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs.

São Carlos

2017

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **MARGOT FABIANA PEREIRA.**

Título da tese: "Comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos à flexo-compressão".

Data da defesa: 20/04/2017.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Profa. Associada **Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs**
(Orientadora)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

Prof. Dr. **Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco**
(Universidade do Estado do Rio de Janeiro/UERJ)

Aprovada

Profa. Dra. **Silvana de Nardin**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADA

Prof. Dr. **Daniel de Lima Araújo**
(Universidade Federal de Goiás/UFG)

Aprovada

Prof. Titular **Maximiliano Malite**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

*Aos meus pais, Mario e Delma, e
aos meus irmãos, Mario Augusto
e Mayara, com amor, admiração
e gratidão*

AGRADECIMENTOS

A Deus.

Aos meus pais, Mario e Delma, e meus irmãos, Mario Augusto e Mayara, por existirem na minha vida e me ajudarem a crescer a cada dia.

À minha querida orientadora Professora Ana Lúcia pela orientação e apoio durante a realização deste trabalho. Agradeço por ter me acompanhado nesta jornada acadêmica desde o mestrado, com paciência e dedicação.

Ao meu orientador de iniciação científica, Professor Alex Sander Clemente de Souza, e a Professora Silvana De Nardin. Minha gratidão pelo apoio e por terem acreditado que eu era capaz de ser uma pesquisadora.

A Bianca Ozório por tudo! Não tenho nem palavras para poder agradecer...

As minhas amigas desde a época do colégio, Glenda Ramalho, Suzane Pigossi e Talita Schiavon, cuja consideração e carinho resistem até hoje.

Ao meu melhor amigo, Marcelo Masiero, por sempre acreditar em mim até quando eu mesma duvidava. Sem seu apoio certamente nada seria possível.

A todos os amigos que fiz durante esses dez anos que estive em São Carlos, entre eles: Artur Valadares, Ana Karolina Barbosa, Beatriz Maia, Carolina Ramírez, Camila Eugênia, Diogo Oliveira, Enio Mesacasa, Fábio Rocha, Flavia Contartesi, Gisele Martins, Hidelbrando Diógenes, Jesus Garcia, Karolinne Coelho, Maira Daitx, Marina Graci, Mariana Paiva, Matheus Fernandes, Patricia Tavares, Rodolfo Tessari, Tiago Morkis, Thiago Tavares. Agradeço pelo apoio, pelas oportunidades de aprendizado, pelas vezes que me ouviram desabafar, chorar... levo uma linda lembrança de cada um de vocês.

Um agradecimento especial ao meu amigo Arthur Álax, pela amizade desde o início da pós-graduação, compartilhando alegrias e tristezas. Tenho certeza que evoluímos muito e hoje somos pessoas melhores...

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da USP pela indispensável ajuda na realização da investigação experimental deste trabalho.

Aos professores e demais funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial à Rosi, à Dani, à Nadir e à Silvia.

Agradeço pelo apoio financeiro dado a esta pesquisa pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e pelo processo nº 2014/12694-0, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP).

RESUMO

PEREIRA, M. F. (2017). *Comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

Os pilares mistos são elementos estruturais compostos por um perfil metálico e concreto trabalhando em conjunto. Entre estes destaca-se o pilar parcialmente revestido que apresenta vantagens como a possibilidade de pré-fabricação, redução no uso de formas e eficiência estrutural, porém seu processo executivo envolve uma trabalhosa tarefa que é a ancoragem das armaduras ao perfil metálico. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo estudar o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a compressão simples e flexo-compressão e avaliar a possibilidade de substituição da armadura convencional por alternativas que possibilitem uma execução mais simples. Para isto foi desenvolvido um programa experimental envolvendo 23 exemplares de pilares mistos fabricados com o perfil W 150 x 22,5 e três configurações de armadura: armadura convencional, telas de aço soldadas entre as mesas do perfil e concreto com adição de fibras. Além disso, foram realizadas simulações numéricas e um estudo paramétrico utilizando o pacote computacional FX + DIANA a fim de extrapolar os resultados experimentais. Observou-se que o comportamento estrutural de pilares submetidos a forças excêntricas depende do eixo de flexão, de modo que a ruptura ocorre de modo mais gradual quando o pilar é submetido a flexão em torno do eixo de maior inércia. Além disso, respostas similares foram obtidas para as três configurações de armadura avaliadas, sendo o valor de força máxima obtido para os exemplares com concreto com fibras ligeiramente inferior aos demais. A substituição da armadura convencional por telas de aço ou concreto com fibras de aço não altera significativamente os valores de força máxima nem o comportamento pós-pico, mostrando a viabilidade da solução proposta.

Palavras-chave: *Pilares mistos parcialmente revestidos. Elementos mistos de aço-concreto. Análise Experimental. Análise Numérica.*

ABSTRACT

PEREIRA, M. F. (2017). *Structural behavior of partially encased composite columns submitted to eccentric compression*. Thesis (PhD) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2017.

Composite columns are structural elements made with steel profiles and concrete working together. Among these, there is the partially encased composite columns that presents advantages, such as, the possibility of pre-fabrication, reduction in the use of formwork and structural efficiency, but its fabrication process involves a laborious task that is the anchoring of the reinforcements to the steel profiles. In this context, the present work has the objective of studying the structural behavior of partially encased composite columns subjected to axial compression and eccentric compression and to evaluate the possibility of replacing conventional reinforcement with alternatives that allow a simpler execution. For this, an experimental program was developed involving 23 specimens of composite columns made with W 150 x 22.5 shape and three reinforcement configurations: welded steel mesh and fiber-added concrete. In addition, numerical simulations and a parametric study were performed using the FX + DIANA computational package in order to extrapolate the experimental results. The results show the structural behavior of columns subjected to eccentric forces depends on the axis of flexure, so that the rupture occurs more gradually when subjected to bending about the major inertia axis. In addition, similar responses were obtained for the three reinforcement configurations evaluated, and the peak load obtained for the specimens with fiber concrete was slightly lower than the others. Therefore, it can be observed that the replacement of conventional reinforcement by steel meshes or fiber concrete does not significantly alter the peak load or post-peak behavior, showing potential to be considered as a new alternative.

Keywords: *Partially encased composite columns. Steel-concrete composite columns. Experimental analysis. Numerical modeling.*

LISTA DE SÍMBOLOS e ABREVIATURAS

A_a	–	Área de aço
A_c	–	Área de concreto
A_s	–	Área da seção transversal da armadura
A_{sn}	–	Soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$
A_{sni}	–	Área de cada barra da armadura na região de altura $2h_n$
A_{lig}	–	Área da superfície de fratura acima do entalhe projetada no plano ortogonal ao eixo longitudinal do corpo-de-prova
b_f	–	Largura da mesa
d	–	Altura total da seção transversal; distância; dimensão
D	–	Diâmetro
e	–	Excentricidade
E, E_a	–	Módulo de elasticidade do aço
E_c, E_{cs}	–	Módulo de elasticidade secante de concreto
$E_{c,Red}$	–	Módulo de elasticidade reduzido do concreto devido aos efeitos de retração e fluência
E_s	–	Módulo de elasticidade do aço da armadura do concreto
e_{yi}	–	Distância do eixo da barra da armadura ao eixo X
e_{xi}	–	Distância do eixo da barra da armadura ao eixo Y
f_{cd}	–	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	–	Resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	–	Resistência média à compressão do concreto
f_{ct}	–	Resistência do concreto à tração
f_y	–	Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	–	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{ys}	–	Resistência ao escoamento do aço da armadura
f_{yd}	–	Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
G_f	–	Energia de fraturamento do concreto (modo I)
G_c	–	Energia de fraturamento do concreto à compressão
h	–	Altura de seção, largura de banda
h_n	–	Distância entre o centro geométrico e a linha neutra

I_a, I_c, I_s	–	Momento de inércia do perfil de aço, concreto e barras da armadura, respectivamente
k	–	Parâmetro em geral
l	–	Comprimento
L_x, L_y	–	Comprimento de flambagem na direção x e na direção y
$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$	–	Momentos fletores resistentes de cálculo com relação aos eixos x e y
$M_{pl,x,Rd}, M_{pl,y,Rd}$	–	Momentos fletores resistentes de cálculo com relação aos eixos x e y
$M_{x,i,Sd}, M_{y,i,Sd}$	–	Momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, em relação ao eixo x e ao eixo y
$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$	–	Momentos fletores solicitantes em relação aos eixos x e y
$M_{x,tot,Sd}, M_{y,tot,Sd}$	–	Momentos fletores solicitantes de cálculo totais em relação aos eixo x e y
M_{Sd}	–	Momento solicitante de cálculo
N_e	–	Força crítica de Euler
$N_{G,Sd}$	–	Parcela permanente e quase permanente de N_{sd}
$N_{pl,a,Rd}$	–	Força axial resistente de cálculo à plastificação total do perfil
$N_{pl,c,Rd}$	–	Força axial resistente de cálculo à plastificação total do concreto
$N_{pl,s,Rd}$	–	Força axial resistente de cálculo à plastificação total das barras de armadura
$N_{pl,Rd}$	–	Força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total;
N_{Rd}	–	Força axial resistente de cálculo de tração ou compressão
N_{Sd}	–	Força normal solicitante no pilar
t_f	–	Espessura da mesa do perfil metálico
t_w	–	Espessura da alma do perfil metálico
V_{Sd}	–	força cortante de cálculo
V_f	–	Volume de fibras
W_0	–	Área abaixo da curva força vs. deslocamento obtida pelo ensaio de flexão sob três pontos
Z_a, Z_c, Z_s	–	Módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço, concreto fissurado e armadura

Z_{an}, Z_{cn}, Z_{sn}	–	Módulo de resistência plástica
α_c	–	Fator de contribuição do concreto na capacidade resistente
β	–	Coefficiente de retenção ao cisalhamento
δ	–	Relação entre a resistência de cálculo da seção de aço e a resistência de cálculo da seção mista
δ_0	–	Flecha última registrada no ensaio de flexão
ϵ_c	–	Deformação do concreto
ϵ_{c1}	–	Deformação de pico de acordo com a resistência do concreto
$\lambda_{0,m}$	–	Índice de esbeltez reduzido
σ	–	Tensão normal
τ	–	Tensão de cisalhamento
φ	–	Coefficiente de fluência do concreto
χ	–	Fator de redução de acordo com o índice de esbeltez reduzido
ABNT	–	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	–	American Society for Testing and Materials
CEB	–	Comité Euro-International du Beton
CP	–	Corpo de prova
EESC	–	Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo
FAPESP	–	Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado de São Paulo
LE-EESC	–	Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas
PMPR	–	Pilar misto parcialmente revestido
ZIC	–	Zona de introdução de carga

SUMÁRIO

1	<i>Introdução</i>	19
1.1	Contexto e motivação.....	19
1.2	Objetivos.....	21
1.3	Metodologia geral da pesquisa.....	22
1.4	Organização da tese.....	23
2	<i>Estado da Arte</i>	25
2.1	Considerações iniciais.....	25
2.2	Panorama geral.....	25
2.3	Seções formadas por perfis compactos	29
2.3.1	Influência da resistência do concreto e de conectores de cisalhamento	29
2.3.2	Influência do índice de esbeltez.....	31
2.3.3	Avaliação do comportamento em altas temperaturas	32
2.4	Seções formadas por chapas esbeltas de aço	34
2.5	Estratégias para simulação numérica de pilares mistos parcialmente revestidos	38
2.6	Aspectos do comportamento estrutural.....	40
2.6.1	Concreto com fibras.....	40
2.6.2	Interação Aço-concreto.....	42
2.6.3	Confinamento do concreto.....	44
2.7	Considerações finais	50
3	<i>Métodos teóricos</i>	53
3.1	Considerações iniciais.....	53
3.2	Interação Momento fletor-força normal.....	53
3.3	Norma brasileira: ABNT – NBR 8800:2008.....	56
3.3.1	Limites de aplicabilidade.....	57
3.3.2	Cisalhamento nas superfícies de contato aço e concreto	59
3.3.3	Dimensionamento do PMPR pela ABNT – NBR 8800:2008.....	60
3.4	Norma europeia – BS EN 1994-1-1:2004	66
3.5	Pesquisas relacionadas	73
3.6	Considerações Finais	77
4	<i>Programa Experimental</i>	79
4.1	Considerações Iniciais	79
4.2	Descrição do Programa	79

4.3	Metodologia	80
4.3.1	Descrição da configuração dos exemplares	81
4.3.2	Materiais e dosagens utilizadas para o concreto	82
4.3.3	Moldagem, adensamento e cura	84
4.3.4	Dispositivos e Equipamentos	86
4.4	Caracterização dos materiais	86
4.4.1	Concreto	86
4.4.2	Aço do perfil	88
4.4.3	Barras de aço da armadura	88
4.5	Série Piloto	89
4.5.1	Geometria e instrumentação dos exemplares da Série Piloto	89
4.5.2	Condições de vinculação e esquema de ensaio	93
4.5.3	Resultados	94
4.6	Série PO	102
4.6.1	Geometria dos exemplares e esquema de ensaio	102
4.6.2	Resultados	104
4.7	Série S1	106
4.7.1	Geometria e instrumentação dos exemplares	106
4.7.2	Condições de vinculação e esquema de ensaio	110
4.7.3	Resultados	111
4.8	Série S2	124
4.8.1	Geometria e instrumentação dos exemplares	124
4.8.2	Condições de vinculação e esquema de ensaio	128
4.8.3	Resultados	128
4.9	Análises comparativas	140
4.9.1	A influência da Esbeltez	140
4.9.2	Comportamento teórico vs. Experimental	143
4.10	Considerações Finais	149
5	<i>Simulações Numéricas</i>	<i>153</i>
5.1	Considerações iniciais	153
5.2	Estratégia de solução e critérios de convergência	153
5.3	Modelos numéricos para os pilares da série S1	154
5.3.1	Descrição dos modelos	154
5.3.2	Calibração dos modelos da série S1	158
5.3.3	Resultados – Calibração dos modelos da série S1	162
5.4	Modelos numéricos dos pilares da série S2	170
5.4.1	Resultados – Calibração dos modelos da série S2	171
5.5	Comparação entre resultados experimentais e numéricos	174

5.6	Estudo paramétrico	177
5.6.1	Varição da resistência do concreto à compressão	177
5.6.2	Varição da resistência ao escoamento do aço	180
5.6.3	Varição no índice de esbeltez reduzido e excentricidade de carregamento	183
5.7	Considerações finais	188
6	Considerações Finais	191
6.1	Recomendações para trabalhos futuros.....	192
	<i>Referências bibliográficas</i>	<i>195</i>
	APÊNDICE A – GEOMETRIA DOS EXEMPLARES EXPERIMENTAIS.....	199
	APÊNDICE B – RESULTADOS EXPERIMENTAIS COMPLEMENTARES.....	209
	APÊNDICE C – RESULTADOS COMPLEMENTARES DO ESTUDO PARAMÉTRICO.....	227
	APÊNDICE D – CÓDIGO PARA CÁLCULO DA FORÇA E MOMENTO MÁXIMOS.....	231

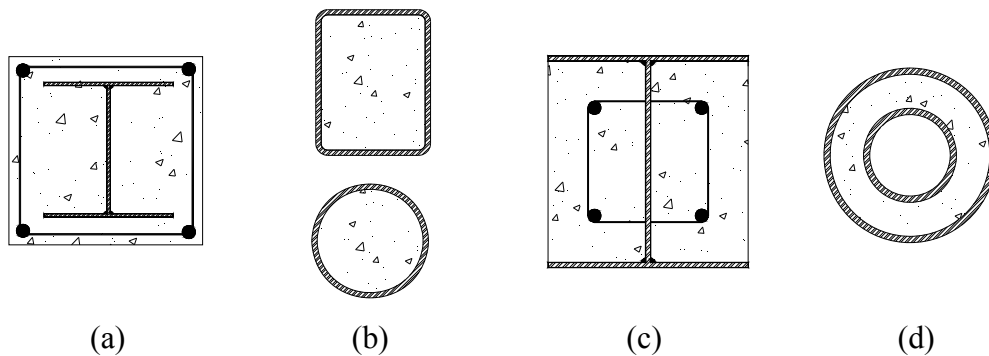
1 Introdução

1.1 Contexto e motivação

Pilares mistos são elementos estruturais compostos por um perfil metálico e concreto estrutural trabalhando em conjunto para resistir aos esforços solicitantes. Estes são usualmente classificados em função da disposição do concreto na seção transversal do elemento. Os pilares mistos mais comuns podem ser classificados como pilares revestidos (Figura 1.1-(a)); pilares preenchidos (Figura 1.1-(b)); e pilares parcialmente revestidos (Figura 1.1-(c)). Para estes tipos de pilares há um procedimento de dimensionamento previsto pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008.

As pesquisas recentes sobre os pilares preenchidos tratam do desenvolvimento de um novo tipo de pilar misto o “concrete filled double skin tubes” que consiste no concreto preenchendo a região entre dois tubos concêntricos como pode ser visto na Figura 1.1-(d).

Figura 1.1 – Pilares mistos: (a) Revestidos; (b) Preenchidos; (c) Parcialmente revestidos; (d) tipo “battened”; (e) tipo “concrete filled double skin tubes”



Fonte: Próprio autor

O pilar misto parcialmente revestido é o objeto de estudo deste trabalho. Este é formado por um perfil metálico, normalmente seções “I” ou “H”, com a região entre as mesas revestida de concreto (Figura 1.1-(c)). Além disso, é obrigatório o uso de armadura, especialmente para prevenir fissuras, impedir o descolamento do concreto e contribuir em situações de incêndio (ABNT – NBR 8800: 2008).

As estruturas mistas de aço e concreto, de um modo geral, respondem satisfatoriamente aos requisitos para racionalização da construção, pois tanto os componentes de aço quanto os de concreto podem ser pré-fabricados industrialmente, ficando apenas as etapas de içamento e montagem da estrutura para serem realizadas *in-loco*. Destaca-se ainda que as estruturas mistas

tornam-se bastante competitivas quando comparadas às estruturas em concreto armado. Soluções mistas permitem a redução ou até a dispensa de formas e escoramentos, a diminuição dos custos provenientes de materiais e mão de obra, a redução do peso próprio da estrutura pela utilização de elementos mais eficientes, além do aumento da precisão dimensional dos elementos utilizados.

O pilar misto parcialmente revestido apresenta vantagens da pré-fabricação, redução e facilidade na execução das formas e da concretagem, eficiência na capacidade resistente e resistência ao fogo inerente aos pilares de concreto. Devido à sua eficiência estrutural possibilita a redução das dimensões dos elementos estruturais e consequentemente economia de materiais e mão de obra. Além disso, em relação a aspectos construtivos, devido à pré-fabricação, pode propiciar a redução de desperdícios de materiais e maior limpeza do canteiro de obras, reduzindo o custo global da obra.

Como exemplo de utilização, cita-se o Hotel Ibis Canoas, construído em Canoas (RS), no qual foi utilizado um sistema construtivo industrializado que garantiu agilidade à obra, construída em apenas 67 dias. Nesta obra a escolha do pilar que comporia a estrutura do edifício foi norteada por aspectos estruturais e econômicos. Avaliaram-se as seguintes soluções para os pilares: pilar de aço isolado, parcialmente revestido, revestido e preenchido de concreto. O pilar de aço isolado foi descartado devido à necessidade de proteção passiva ao fogo a qual apresenta elevado custo. Já o pilar revestido tornou-se inviável pela necessidade de formas, que elevariam os custos e tempo de execução da obra. Ainda que o pilar preenchido apresentasse a melhor resposta estrutural, o preço elevado dos perfis tubulares e as limitações de suas dimensões comerciais inviabilizaram a sua utilização (informação pessoal)¹. Desta forma, o pilar misto parcialmente revestido mostrou-se o mais competitivo no que tange a aspectos econômicos e estruturais.

Desta forma, estudos para entender seu comportamento e os parâmetros que influenciam na capacidade resistente são fundamentais para otimização do dimensionamento dos elementos mistos, de modo a obter soluções mais eficientes tanto do ponto de vista estrutural como econômico.

De Nardin et al. (2012) estudou a viabilidade do uso do pilar misto parcialmente revestido em galpões industriais como alternativa aos pilares de aço isolado e pré-moldados. Para isso, analisaram 18 configurações de um galpão com cobertura duas águas com 60 m de

¹ Gilsimar, S. N. Hotel Ibis Canoas. Mensagem recebida por: gilsimar.nogueira@medabrilcom.br em 4 ago. 2013.

comprimento total. Os elementos que compõem o galpão foram dimensionados segundo os procedimentos normativos da ABNT NBR 8800:2008 e ABNT 6118:2003. Nas análises foram considerados os parâmetros: tipo do pilar (aço, misto ou pré-moldado); altura (5 m e 10 m), vão (20, 24 e 28 m); condição de vinculação viga-pilar e pilar base (rígida ou flexível). Os autores observaram que na maioria das vezes o uso de pilares mistos significava uma diminuição nas dimensões da seção transversal e nos custos tanto na comparação com pilares de aço como com os pilares pré-moldados.

Um aspecto importante no processo executivo dos pilares mistos parcialmente revestidos está na obrigatoriedade de utilização de armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. Segundo a ABNT-NBR 8800:2008, as armaduras transversais devem ser ancoradas no perfil de aço através de solda ou furos na alma ou ainda conectores de cisalhamento com espaçamento não superior a 500 mm ou ainda ser soldadas à alma. O posicionamento destas armaduras dificulta o processo executivo, não só pelo trabalho de corte e dobras para sua fabricação mas, especialmente, pela necessidade de ancorá-las à alma do perfil metálico. Esta situação pode interferir também na concretagem, dificultando o perfeito adensamento do concreto de revestimento. Desta forma, verifica-se a necessidade de estudos específicos abordando esta questão, dada a sua importância para o comportamento dos pilares mistos especialmente no tocante à integridade do concreto.

Pereira (2014) iniciou os estudos sobre a substituição da armadura por alternativas mais práticas, como tela de aço soldado e concreto com fibras, avaliando essencialmente pilares submetidos a compressão simples. Entretanto, muitas vezes os pilares são submetidos a flexo-compressão, seja pela introdução de excentricidades devido à forma estrutural ou excentricidades acidentais. Sendo assim, é primordial avaliar o comportamento do pilar frente à flexo-compressão para comprovar a eficiência das alternativas propostas. Portanto, o presente trabalho pretende dar continuidade aos estudos já realizados.

1.2 Objetivos

A pesquisa tem como objetivo geral o estudo do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto do tipo parcialmente revestido. Para isto, será avaliada a influência da esbeltez do pilar, do tipo de sollicitação (compressão simples e flexo compressão) e do tipo de armadura utilizada. Como objetivos específicos podem ser delineados:

1. Avaliar o comportamento da interface perfil metálico e concreto por meio de ensaios do tipo cisalhamento direto;

2. Investigar o comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos solicitados à compressão simples e flexo-comprimidos em laboratório, possibilitando avaliar a influência das variáveis de estudo;
3. Testar a eficiência da substituição da armadura convencional por armaduras alternativas, como telas de aço soldadas ou concreto com adição de fibras de aço para preencher a região entre as mesas do perfil;
4. Desenvolver modelos numéricos representativos do comportamento estrutural observado em modelos físicos. Para isto foi utilizado o pacote computacional Fx+ for DIANA[®] v. 9.4.4 e. Realizar estudos paramétricos que permitam extrapolar os resultados experimentais e avaliar parâmetros não analisados em modelos físicos.

1.3 Metodologia geral da pesquisa

A metodologia utilizada para atingir aos objetivos descritos no item 1.2 é descrita nos cinco itens a seguir:

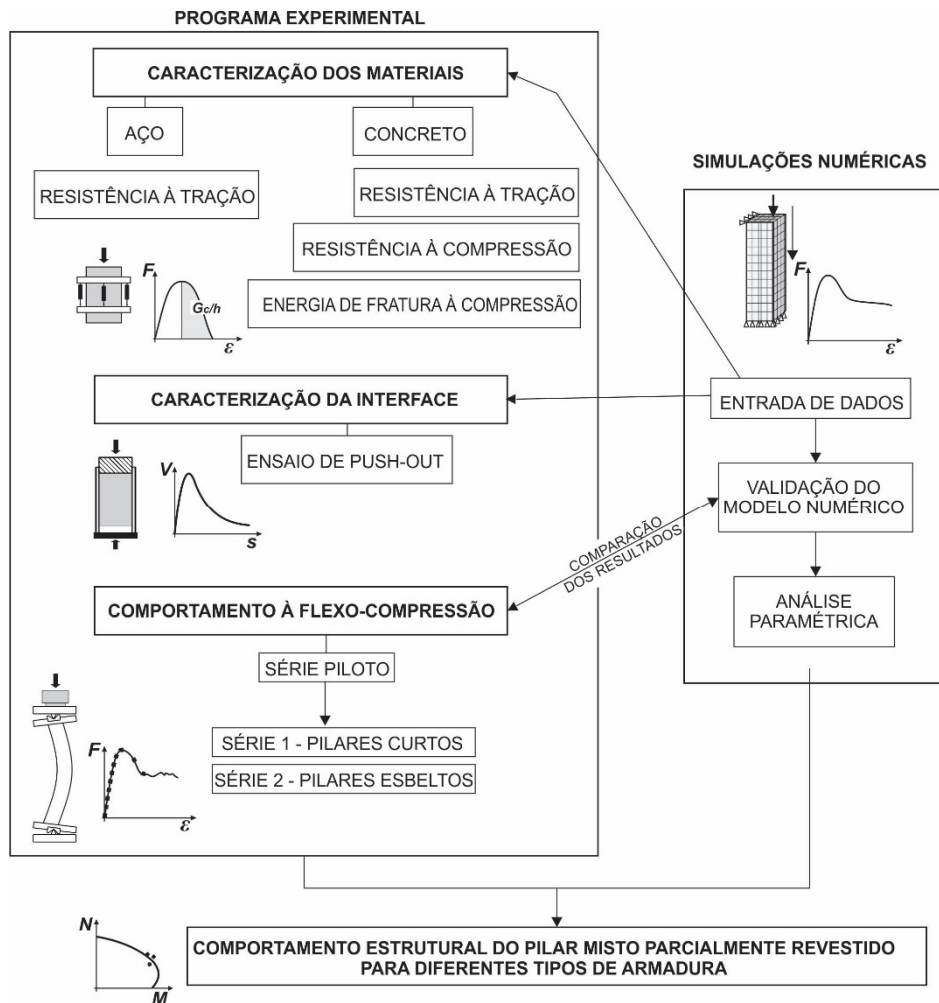
- **Revisão bibliográfica:** revisão sistemática acerca do estado da arte e dos principais usos dos pilares mistos. Estudo para compreender o comportamento do pilar misto, especialmente quando inserido na realidade brasileira, de acordo com as limitações de materiais disponíveis no mercado e prescrições normativas;

- **Investigação experimental:** realização de ensaios em modelos físicos de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a esforços de compressão centrada e excêntrica. Na investigação experimental foi avaliada a influência dos seguintes parâmetros: esbeltez, excentricidade do carregamento e tipo de armadura, no comportamento estrutural global. Estes aspectos são detalhados no Capítulo 3;

- **Simulação Numérica:** desenvolvimento de modelos numéricos representativos de pilares parcialmente revestidos considerando as não linearidades física e geométrica. Para isto foi utilizado o pacote computacional FX + for DIANA, um programa em elementos finitos baseado no método dos deslocamentos. A simulação numérica foi utilizada para desenvolver e calibrar modelos numéricos utilizando os dados experimentais e, uma vez validado, o modelo foi utilizado em simulações numéricas adicionais para compor um estudo paramétrico no qual o objetivo foi extrapolar os resultados experimentais e investigar parâmetros não analisados com modelos físicos.

A Figura 1.2 sintetiza as etapas de investigação experimental e simulação numérica.

Figura 1.2 – Metodologia do presente trabalho



Fonte: Próprio autor

1.4 Organização da tese

O corpo da tese foi organizado em seis capítulos. Neste primeiro capítulo são apresentados os pilares mistos, em especial o parcialmente revestido, além das justificativas, objetivos e metodologia da pesquisa.

O *Capítulo 2* é denominado “Estado da Arte” e foi elaborado a partir da análise de estudos já realizados, sobretudo sobre o comportamento dos pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão.

O *Capítulo 3* é denominado “Métodos teóricos” aborda modelos teóricos para dimensionamento de pilares mistos presentes na literatura e nos códigos normativos: ABNT NBR 8800:2008 e BS EN 1994-1-1:2004.

O *Capítulo 4* apresenta a metodologia adotada na investigação experimental, os resultados experimentais e a comparação destes com os resultados teóricos.

O *Capítulo 5* apresenta as hipóteses adotadas na simulação numérica dos pilares mistos, a calibração dos modelos numéricos e o estudo paramétrico. São feitas comparações e conclusões sobre o comportamento dos pilares mistos avaliados.

Finalmente, no *Capítulo 6* são feitas as considerações finais levando em consideração a análise comparativa dos resultados decorrentes das simulações numéricas e investigação experimental, e sugestões para novas pesquisas nesta área.

2 Estado da Arte

2.1 Considerações iniciais

Neste Capítulo apresentam-se as principais pesquisas sobre o comportamento dos pilares mistos parcialmente revestidos (PMPR) disponíveis na literatura. Os estudos sobre pilares com carregamento excêntrico ou substituição das armaduras, isto é, que consideram as variáveis mais próximas ao foco do presente trabalho, são apresentados mais detalhadamente. Além disso, são apresentados alguns aspectos do comportamento estrutural como a interação aço-concreto e o confinamento do concreto devido ao perfil metálico.

2.2 Panorama geral

Elementos mistos têm a seção transversal resistente formada por mais de um material, por exemplo, aço e concreto. Todavia para serem classificados como mistos é necessário que haja o comportamento conjunto entre os materiais. O comportamento conjunto configura-se pela transferência de tensões de cisalhamento na interface aço-concreto, o que pode ser obtido pela aderência natural ou por meio da interação mecânica via conectores de cisalhamento, mossas ou saliências, por atrito ou ainda por meio de adesivos. No caso específico dos pilares mistos, é usual dividir o pilar em dois trechos: a região de introdução de carga e a região entre pontos de introdução de carga. Usualmente, ao longo do comprimento ou seja, entre pontos de introdução de carga, as forças de atrito são suficientes para promover o comportamento conjunto. Já na região de introdução do carregamento a presença de conectores mecânicos para garantir o comportamento conjunto é bastante comum. O procedimento para definir se é necessário ou não o uso de conectores mecânicos de cisalhamento parte da verificação das tensões resistentes de aderência e a comparação com a tensão de cisalhamento solicitante. Independente do uso ou não de conectores, a depender da necessidade, fica evidente que a eficiência estrutural dos elementos mistos estará relacionada às características dos materiais que os compõem e à interface, como a rugosidade da superfície.

Desta forma, muitos estudos têm sido realizados a fim de compreender integralmente o comportamento estrutural de pilares mistos e possibilitar o desenvolvimento de uma seção mista que incorpore as qualidades do aço e do concreto, minimizando suas deficiências. Alguns parâmetros de interesse nos estudos são o índice de esbeltez do pilar, a excentricidade de carregamento, o tipo de carregamento (monotônico ou dinâmico), a ductilidade do pilar, o

comportamento da interface e da zona de introdução de carga. Outros parâmetros podem interferir significativamente no comportamento do pilar misto parcialmente revestido (PMPR) dependendo da configuração escolhida para a seção transversal ou das características desejadas para o comportamento global da estrutura. Em pilares onde o perfil é formado por chapas esbeltas de aço, a instabilidade local pode ser um fator crucial no comportamento. Por outro lado, o efeito do confinamento do concreto é especialmente importante em pilares preenchidos, ou ainda a integridade do concreto para os pilares revestidos ou parcialmente revestidos.

Assim, apresentam-se resumidamente, em ordem cronológica, as mais relevantes pesquisas sobre pilares mistos parcialmente revestidos (Tabela 2.1). São expostas as principais variáveis de estudo sendo possível verificar a evolução do conhecimento a respeito deste tipo de pilar misto.

Tabela 2.1 – Estado da arte: pilares mistos parcialmente revestidos

<i>Autor</i>	<i>País</i>	<i>Ano</i>	<i>Tipo de seção transversal</i>	<i>Tipo de carregamento</i>	<i>Experimental (E); numérico (N); projeto (P); teórico (T)</i>	<i>Nº de testes</i>	<i>Principais variáveis estudadas</i>
Hunaiti Fattah	Jordânia	1994	Seção I laminada	Axial centrado e excêntrico	E,P	19	Necessidade de conectores de cisalhamento; chapas laterais
Elnashai; Broderick. Parte 1	Inglaterra	1994	Seção I soldada (chapa fina)	Axial e lateral; carregamento cíclico	E	7	Características da seção transversal; situação de sismo
Elnashai; Broderick. Parte 2	Inglaterra	1994	Seção I soldada (chapa fina)	Axial e lateral; carregamento cíclico	P	-	Características da seção transversal; situação de sismo
Tremblya et al.	Canadá	1998	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado	E/T	7	Modo de falha; instabilidade local; espaçamento de barras transversais
Vincent.	Canadá	2000	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado	E,N,P	32	Modo de falha; instabilidade local; espaçamento de barras transversais
Vicent; Tremblya.	Canadá	2001	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado	E,N,P	30	Modo de falha; Índice de esbeltez; Espaçamento de barras transversais
Tremblya; Chicoine; Massicote.	Canadá	2002	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado	E,N,P	30	Modo de falha; Índice de esbeltez; Espaçamento de barras transversais

continuação

<i>Autor</i>	<i>País</i>	<i>Ano</i>	<i>Tipo de seção transversal</i>	<i>Tipo de carregamento</i>	<i>Experimental (E); numérico (N); projeto (P); teórico (T)</i>	<i>Nº de testes</i>	<i>Principais variáveis estudadas</i>
Chicoine et al.	Canadá	2002	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado	E,P	5	Dimensões da seção; modo de falha; Espaçamento de barras transversais
Chicoine; Massicote; Tremblya.	Canadá	2003	Seção I soldada (chapa fina)	Axial carregamento ao longo do tempo	E	7	Sequência de carregamento; Espaçamento de barras transversais
Oh et al.	Coréia	2006	Seção I soldada (chapa fina)	Compressão e flexão simultâneas	E,P	4	Influência da flexão no comportamento
Prickett Driver	Canadá	2006	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado e excêntrico	E	11	Resistência do concreto
Uy	Austrália	2001	Tubos e seções I	Axial centrado	E/N	16	Instabilidade local e global
Marinopoulou; Balopoulos; Kalfas.	Grécia	2006	Seção I laminada	Axial centrada e excêntrica	N	-	Método p/ análise de PMPR com pilares metálicos
Mantovani	Brasil	2006	Seção I soldada	flexo-compressão	E	6	Zona de introdução de carga ligações
Begum; Driver; Elwi.	Bangladesh	2007	Seção I soldada (chapa fina)	flexo-compressão	N	-	Contribuição dos materiais na capacidade resistente
Gaiga	Brasil	2008	Seção I laminada	Axial centrado	N	-	Comportamento da interface
Gramblička; Matiasko.	Eslováquia	2009	Seção I laminada	flexo-compressão	E	6	Índice de esbeltez; dimensões da seção; comprimento do pilar
Pecce; Ceroni	Itália	2010	Seção I laminada	Axial e cíclico	E	14	Comportamento da interface
Chen et. al	China	2010	Seção I soldada (chapa fina)	Axial e força horizontal cíclica	E/N	6	Eixo de flexão; intensidade da força de compressão e configuração da armadura
Korzen; Rodrigues; Correia	Alemanha/ Portugal	2010	Seção I laminada	Altas temperaturas	E	5	Avaliar a influência da rigidez em torno do pilar
Correia; Rodrigues	Portugal	2011	Seção I laminada	Altas temperaturas	E	12	Rigidez da estrutura; Esbeltez do pilar
Begum; Ghosh	Bangladesh	2011	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado	N	8	Capacidade resistente; Modo de falha

conclusão

<i>Autor</i>	<i>País</i>	<i>Ano</i>	<i>Tipo de seção transversal</i>	<i>Tipo de carregamento</i>	<i>Experimental (E); numérico (N); projeto (P); teórico (T)</i>	<i>Nº de testes</i>	<i>Principais variáveis estudadas</i>
Rocha	Brasil	2011	Seção I laminada	altas temperaturas	T/E	16	região de introdução de cargas; conectores de cisalhamento excentricidade da carga;
Lelkes; Granblicka	Eslováquia	2013	Seção I laminada	flexo-compressão	E/T	18	dimensões da seção; comprimento do pilar.
Begum; Driver; Elwi	Bangladesh	2013	Seção I soldada (chapa fina)	Axial centrado e excêntrico	N	7	eixo de flexão; espaçamento de barras; concreto de alta resistência
De Nardin et al.	Brasil	2012	Seção I	Axial e Lateral	T	-	Inserir o PMPR em galpões industriais
Pereira	Brasil	2014	Seção I soldada	Axial centrado	E/N	6	tipo de armadura; concreto com fibras
Correia; Rodrigues	Portugal	2015	Seção I laminada	Altas temperaturas	E/N	24	Rigidez da estrutura circundante; Esbeltez; Nível de carregamento
Pereira; De Nardin; El Debs	Brasil	2016	Seção I soldada	Axial centrado	E/N	4	tipo de armadura;
Pereira; De Nardin; El Debs	Brasil	2016	Seção I Soldado	Axial centrada e excêntrica	E/N	3	Uso de concreto com fibras
Manta; Gonçalves	Portugal	2016	Seção I laminada	Axial	N	-	Eficiência do EF desenvolvido
Rocha	Brasil	2016	Seção I laminada	Altas temperaturas	E/N/T	12	Campos térmicos não uniformes
Gramblička; Hrusovska	Eslováquia	2016	Seção I laminada	Axial excêntrico	E/N/T	18	Excentricidade; esbeltez
Song; Wang; Li	China	2016	Seção I soldada (chapa fina)	Axial excêntrico	N	-	Instabilidades locais; Estudo paramétrico

Pela Tabela 2.1, verifica-se que a maior parte dos estudos está concentrada nos pilares mistos em que o perfil de aço é formado por três chapas esbeltas soldadas. O assunto vem sendo abordado por pelo menos 13 autores desde 1994 até 2011. Entretanto, esta configuração não faz parte da realidade brasileira. Já pesquisas sobre o comportamento de pilares com as características nacionais ainda é incipiente. Mais recentemente as pesquisas se concentraram na avaliação do pilar misto em situação de incêndio, com polos de pesquisa em Portugal e na Alemanha. A seguir serão abordados, com maiores detalhes, os trabalhos onde foram estudados pilares flexo-comprimidos, o foco do presente estudo. Nos itens a seguir, os estudos foram

agrupados em função da seção transversal formada por perfis compactos (2.3) ou por chapas esbeltas.

2.3 Seções formadas por perfis compactos

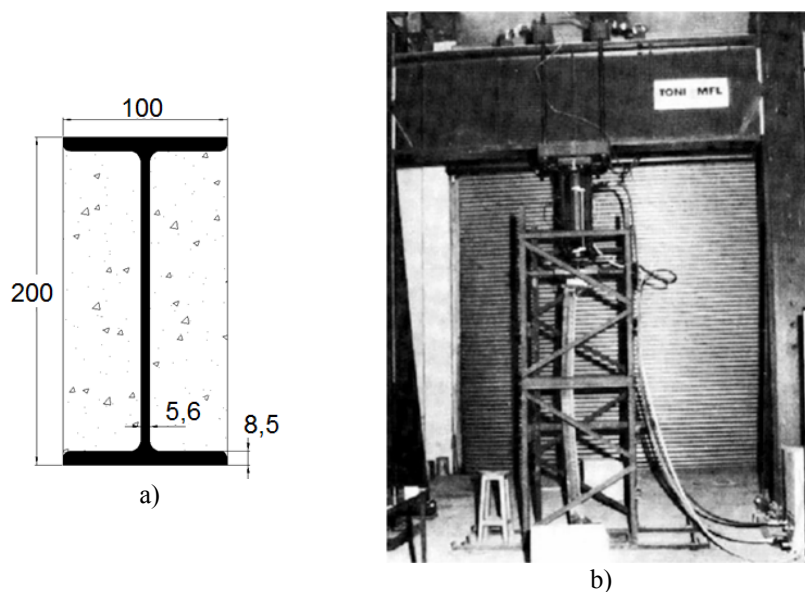
Neste item são apresentadas as principais investigações sobre o pilar misto parcialmente revestido composto por perfis compactos. Entende-se aqui como seção compacta aquela que não apresenta os efeitos de instabilidades locais, por respeitar a relação entre largura e espessura das mesas imposta por normas técnicas.

2.3.1 Influência da resistência do concreto e de conectores de cisalhamento

Buscando investigar a existência do comportamento conjunto, Hunaiti e Abdel Fattah (1994) avaliaram o comportamento de 19 pilares parcialmente revestidos submetidos a flexão em torno do eixo de menor inércia.

A seção transversal estudada era composta por um perfil I de 100 x 200mm (Figura 2.1) e concreto com resistência à compressão com valores de 9,71 a 51,6 MPa. Foram ainda consideradas configurações com conectores de cisalhamento tipo pino de cabeça soldado a alma do perfil (denominadas ST) ou com chapas soldadas entre as mesas do perfil (denominadas BF).



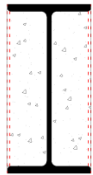
Figura 2.1 – a) Seção transversal b) esquema de ensaio



Fonte: Hunaiti e Fattah (1994).

A Tabela 2.2 apresenta alguns resultados obtidos pelos autores nos quais os pilares tinham o mesmo valor de excentricidade nas duas extremidades.

Tabela 2.2 – Características dos exemplares estudados por Hunaiti e Abdel Fattah (1994)

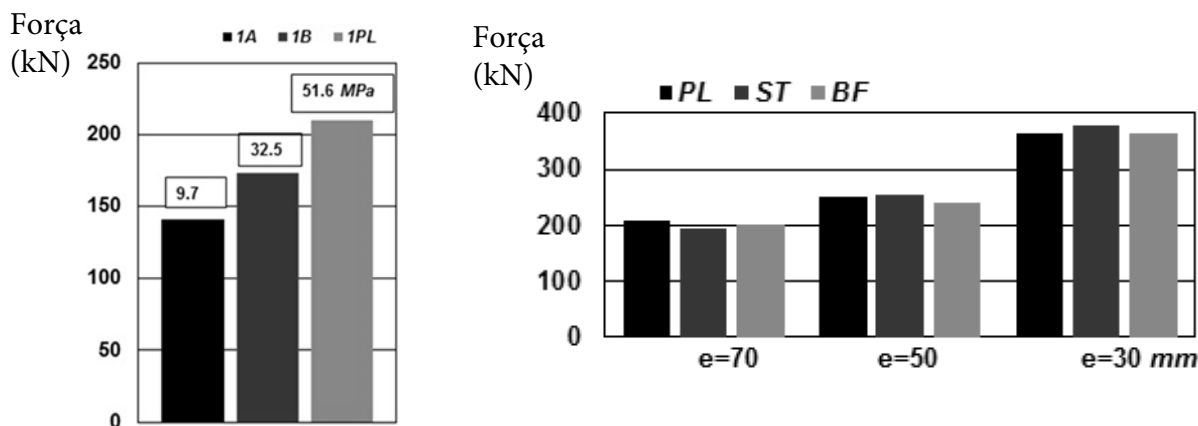
<i>Exemplar</i>	$b_f \times d$ (mm)	<i>Conector</i>	<i>e</i> (mm)	<i>f_c</i> (MPa)	<i>F_{máx}</i> (kN)	<i>M_{máx}</i> (kNm)	
	1A	100 x 200	Não	70	9.71	141	13.48
	1B	100 x 200	Não	70	32.5	173	17.51
	1PL	100 x 200	Não	70	51.6	210	23.37
	2PL	100 x 200	Não	50	51.6	251	23.23
	3PL	100 x 200	Não	30	51.6	364	23.6
	1ST	100 x 200	Pino c/ cabeça	70	50.9	193	23.65
	2ST	100 x 200	Pino c/ cabeça	50	50.9	255	23.65
	3ST	100 x 200	Pino c/ cabeça	30	50.9	378	23.4
	1BF	100 x 200	Chapas	70	50.1	200	23.4
	2BF	100 x 200	Chapas	50	50.1	240	23.28
	3BF	100 x 200	Chapas	30	50.1	365	22.95

A influência da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente do pilar é apresentada no gráfico da Figura 2.2-a. Como esperado, há um aumento da força máxima com o aumento da resistência do concreto. Observou-se que os pilares com concreto de menor resistência apresentaram maior ductilidade e as fissuras surgem somente para elevados níveis de carregamento. Apesar da contribuição do concreto na capacidade resistente do pilar ter sido praticamente triplicada, isto acarretou em um aumento de apenas 30% na capacidade resistente da seção mista.

Os ensaios demonstraram o comportamento conjunto mesmo nos casos com carregamento excêntrico e ausência de conectores de cisalhamento. Além disso, para um dado valor de excentricidade, a força máxima para pilares com ou sem conectores de cisalhamento foram muito próximas (Figura 2.2-(b)).

Verificou-se também que o modo de falha predominante envolve o escoamento do aço e esmagamento do concreto acompanhado por grandes deformações nos estágios finais de carregamento.

Figura 2.2 – a) Influência da resistência do concreto, b) Influencia da excentricidade



Fonte: Adaptado de AdaHunaiti e Adbel Fattah (1994)

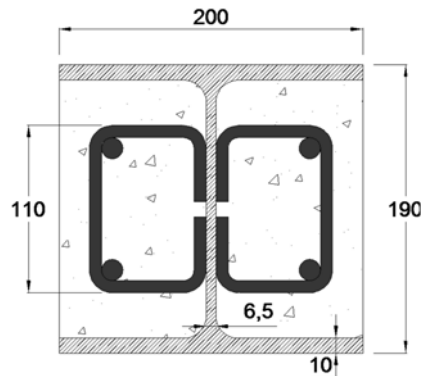
2.3.2 Influência do índice de esbeltez

O índice de esbeltez tem grande importância no comportamento de elementos estruturais predominantemente comprimidos, como os pilares. Por exemplo, em elementos de aço, quando se considera peças curtas pode ocorrer a plastificação total da seção transversal, porém em peças esbeltas os fenômenos de instabilidade são mais significativos. A influência da esbeltez especificamente em pilares mistos parcialmente revestidos foi avaliada por alguns pesquisadores entre eles, Gramblička e Matiasko (2009) e Gramblička e Hrusovska (2016).

Em seu estudo Gramblička e Matiasko (2009) verificaram, entre outras coisas, a influência do índice de esbeltez no comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos com uso de concreto de alta resistência ($f_c = 60\text{MPa}$). A seção transversal estudada é composta por um perfil metálico HEA200 e armadura composta por 4 barras longitudinais de 14 mm de diâmetro e estribos de 8 mm de diâmetros soldada na alma do perfil a cada 150 mm (Figura 2.3).

Os ensaios foram conduzidos em duas séries: Série S1 composta por três pilares de 3m de comprimento com índice de esbeltez reduzido igual a 0,58; e Série S2 composta por três pilares de 4m e índice de esbeltez igual a 0,78. Todos os pilares foram ensaiados com rótulas nas duas extremidades e submetidos a um carregamento excêntrico ($e = 40\text{mm}$). Os resultados obtidos pelos autores são apresentados na Tabela 2.3. A média da capacidade resistente dos pilares da Série S1 foi de 2288 kN enquanto para a série S2 foi de 2008 kN. Observa-se uma redução de 14% no valor da força máxima resistida pelo pilar com o aumento de 35% no índice de esbeltez.

Figura 2.3 – Seção transversal estudada por Gramblička e Matiasko (2009)



Fonte: Gramblička e Matiasko (2009)

Dando continuidade a este estudo, Gramblička e Hrusovska (2016) utilizaram os resultados apresentados por Gramblička e Matiasko (2009) além dos resultados obtidos em mais 12 ensaios pilares mistos para calibrar um modelo numérico utilizando o Software ATENA 3D. A Tabela 2.3 sintetiza as características de todos os pilares avaliados. Ao todo são considerados 18 pilares com comprimentos de 3 e 4 m e excentricidades de carregamento entre 30 e 80 mm. Além disso, foram avaliados numericamente pilares com valores de esbeltez relativa entre 0,28 e 2,72 e diferentes classes de concreto. Verificou-se que a força máxima atingida pelos pilares tem maior influência do índice de esbeltez quanto maior o valor da resistência do concreto.

Tabela 2.3 - Características dos exemplares estudados por Gramblička e Matiasko (2009) e Gramblička e Hrusovska (2016)

	<i>Nº de exemplares</i>	<i>bf x d (mm)</i>	<i>L (m)</i>	<i>e (mm)</i>	<i>fc (MPa)</i>
S1-40*	3	200 x 190	3	40	65
S2-40*	3	200 x 190	4	40	65
S1-30	3	280 x 270	3	30	36
S1-80	3	280 x 270	3	80	36
S2-40	3	280 x 270	4	40	36
S2-60	3	280 x 270	4	60	36

* Resultados já apresentados por Gramblička e Matiasko (2009)

2.3.3 Avaliação do comportamento em altas temperaturas

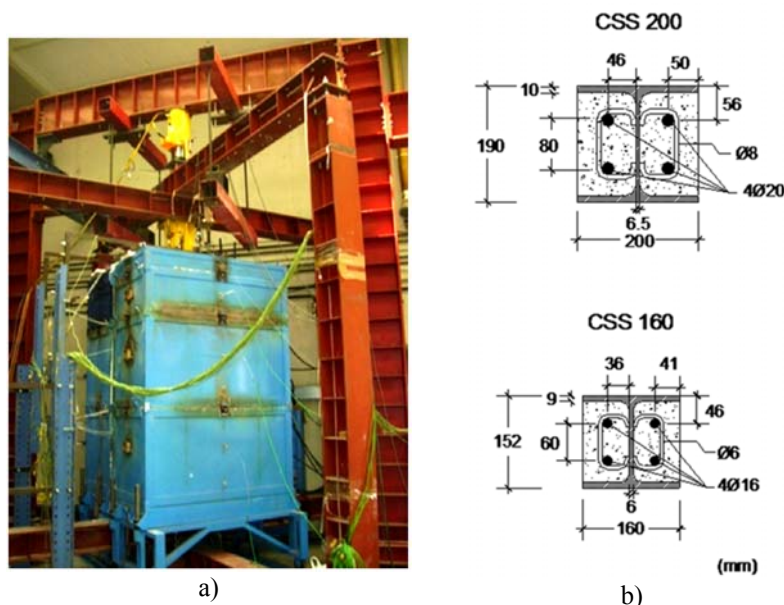
Pilares de aço quando expostos ao fogo tem um rápido aumento da temperatura devido à elevada condutibilidade térmica do material e às pequenas dimensões das chapas que usualmente o compõe. Devido a isto, eles tem as propriedades mecânicas deterioradas

rapidamente e conseqüente perda da capacidade portante. Sabe-se, portanto, que os pilares mistos se comportam de maneira diferente dos pilares de aço isolado, já que o concreto contribui para proteção ao fogo.

A segurança de estruturas em situações de incêndio é uma área nova e em expansão impulsionada pelas tentativas de evitar catástrofes. A maioria dos trabalhos envolvendo pilares mistos em situações de incêndio aborda os pilares preenchidos. Com relação ao comportamento do pilar misto parcialmente revestido em situação de incêndio é um tema ainda pouco estudado onde se destacam os trabalhos de Kozen; Rodrigues e Correia (2010) e Correia e Rodrigues (2011), Correia e Rodrigues (2015) e Rocha (2016).

Correia e Rodrigues (2011) estudaram PMPR considerando um sistema de restrições ao alongamento térmico. Os ensaios foram realizados no forno elétrico da Universidade de Coimbra que consegue reproduzir aproximadamente a curva de incêndio padrão ISO 834. O esquema de ensaio (Figura 2.4-a) era composto por uma estrutura tridimensional de restrição com rigidez variável (para simular o pilar inserido a uma estrutural circundante real) e um pórtico de reação. Foram considerados três níveis de rigidez da estrutura circundante, pilares com dois valores de esbeltez submetidos a fatores de carga iguais a 30 e 70% do valor resistido à temperatura ambiente.

Figura 2.4 – a) Esquema de ensaio utilizado; b) seções transversais estudadas



Fonte: Correia e Rodrigues (2011)

As seções transversais estudadas apresentam as características mostradas na Figura 2.4-(b), sendo os estribos soldados a alma a cada 150 mm. Os autores observaram, como esperado,

que o concreto entre as mesas aumenta a resistência ao fogo quando comparado com pilares de aço e também previne instabilidades locais. Além disso, notou-se que alguns estribos se desprenderam da alma no final dos ensaios. Assim, os autores sugerem que para um aprimoramento do comportamento dos PMPR submetidos a altas temperaturas devem-se ancorar os estribos através de furos na alma em vez de soldá-los.

Neste contexto, Kozen, Rodrigues e Correia (2010) tinham por objetivo avaliar a influência da rigidez da estrutura circundante na capacidade resistente do pilar misto submetido a altas temperaturas. Para isto realizaram ensaios experimentais com os equipamentos disponíveis na Universidade de Coimbra e com os equipamentos disponíveis no Instituto Federal de Pesquisa e Ensaios de Materiais em Berlim. Em Coimbra, como já mostrado a rigidez da estrutura circundante é simulada por meio de estrutura tridimensional de restrição com rigidez variável, já em Berlim havia dispositivos no forno que simulavam os esforços oriundos da estrutura circundante, como uma estrutura virtual. Os autores concluíram que a rigidez da estrutura que envolve o pilar é fundamental no desenvolvimento de forças axiais nos pilares, de modo que quanto maior a rigidez da estrutura maior são as forças axiais no pilar.

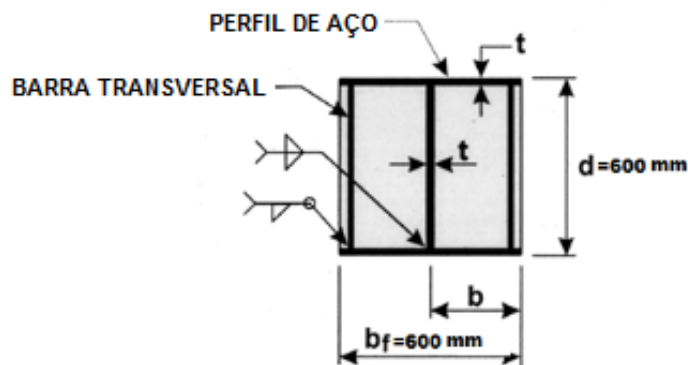
Rocha (2016) avaliou pilares de aço e PMPR submetidos a campos térmicos uniformes e não uniformes. Os ensaios também foram realizados no forno da Universidade de Coimbra considerando os pilares de forma isolada, resultando em aquecimento uniforme em todas as faces e pilares inseridos em paredes onde são instaurados gradientes térmicos ao longo da seção. Rocha (2016) verificou que os pilares mistos apresentam ganho de 70 min na resistência ao fogo quando comparados com os pilares de aço devido à baixa taxa de aquecimento das armaduras e da alma. Além disso, notou que os pilares inseridos em paredes apresentam maior resistência ao fogo quando comparado com os pilares isolados devido a diferente exposição ao fogo, ou seja, recebem menos calor que os outros. Além disso, o aquecimento não uniforme gera momentos que não são usualmente considerados deixando o pilar sob o efeito de flexo-compressão.

2.4 Seções formadas por chapas esbeltas de aço

Com o objetivo de tornar os pilares mistos parcialmente revestidos mais econômicos, especialmente para aplicação em edifícios altos de aço foi desenvolvido pelo Grupo Canam Manac Inc. um novo tipo pilar misto composto por três chapas esbeltas de aço soldadas formando uma seção H (Figura 2.5). A seção é composta ainda por barras transversais soldadas a intervalos regulares entre as mesas, ao longo de todo o comprimento do pilar a fim de

promover uma contenção lateral para as extremidades livres do perfil e prevenir a instabilidade local bem como promover certo confinamento ao concreto (VINCENT, 2000; VINCENT; TREMBLAY, 2001).

Figura 2.5 – Pilar misto parcialmente revestido composto por chapas esbeltas



Fonte: Vincent e Tremblay (2001).

Neste contexto merecem destaque os estudos de Tremblay et al. (1998), Vincent (2000), Vincent e Tremblay (2001), Chicoine et al. (2002), Tremblay, Chicoine e Massicote (2002), Chicoine Tremblay e Massicote (2003). Ao todo, estes autores estudaram 26 pilares curtos e quatro pilares esbeltos dentre os quais haviam pilares de aço isolado e pilares mistos. Os autores buscaram avaliar alguns parâmetros que poderiam influenciar no comportamento dos pilares mistos parcialmente revestidos compostos por chapas esbeltas, como: as dimensões da seção transversal, o espaçamento das barras transversais, a sequência de carregamento, o tipo de solicitação e as características do concreto. Salienta-se que para este novo tipo de pilar a instabilidade local era uma das maiores preocupações dos autores, por se tratar de uma seção não compacta formada por chapas bastante finas.

Tremblay et al. (1998) avaliaram o comportamento de seis pilares mistos com chapas esbeltas com dimensões da seção transversal de 300 e 450 mm cujas características estão dispostas na Tabela 2.4. O comprimento de cada pilar era igual a cinco vezes a dimensão da seção transversal. Em todos os exemplares, exceto o C-5, as barras transversais tinham diâmetro igual a 12,7mm. No exemplar C-5 essas tinham o diâmetro de 22,2 mm. Já Chicoine et al. (2002) apresentaram o comportamento de cinco ensaios de compressão centrada com pilares de seção transversal 600 x 600 mm. Foram soldadas barras transversais de 16 mm soldadas entre as mesas do perfil de aço, igualmente espaçadas. Em alguns modelos foram utilizadas barras transversais adicionais, além de concreto com maior resistência nas extremidades do pilar, para prevenir a ocorrência de uma ruptura localizada.

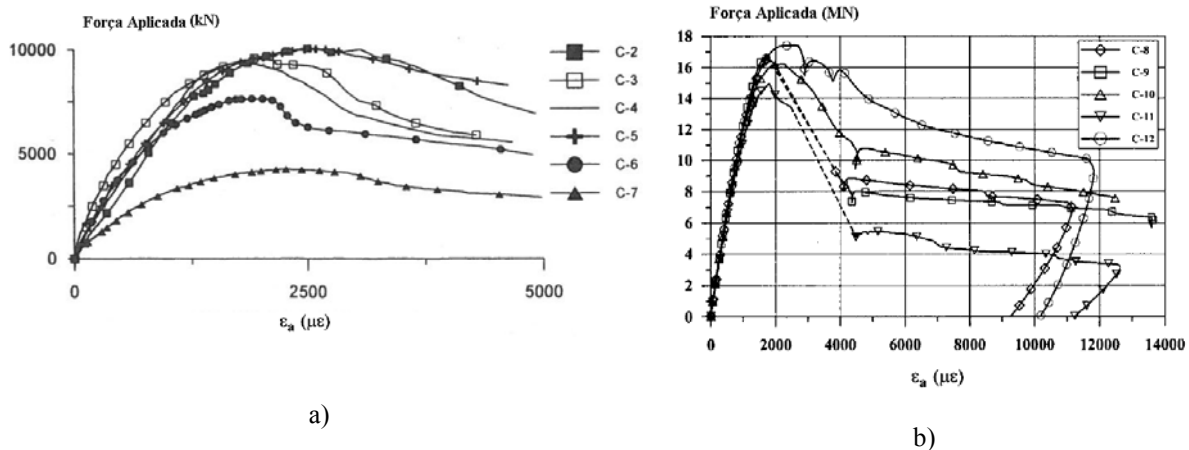
Tabela 2.4 – Exemplos ensaiados por Tremblay et al. (1998) e Chicoine et al. (2002)

No	Dimensões da seção $bf \times d$ (mm)	Espessura da chapa t (mm)	Relação Larg./Espessura b/t	Espaçamento das barras s (mm)	Resistência escoamento do aço f_y (MPa)	Resistência à compressão do concreto f_c (MPa)	Força Máxima $F_{máx}$ (kN)
C-2	450x450	9.7	23.2	225	370	32.7	10100
C-3	450x450	9.7	23.2	337.5	370	32.4	9690
C-4	450x450	9.7	23.2	450	370	31.9	9390
C-5	450x450	9.7	23.2	225	370	34.3	10000
C-6	450x450	6.35	35.4	337.5	374	32.7	7650
C-7	300x300	6.35	23.6	300	374	31.9	4280
C-8	600x600	12.88	23.3	600	360	34.2	16470
C-9	600x600	12.91	23.2	600	360	34.2	16610
C-10	600x600	12.81	23.4	300	360	34.2	16240
C-11	600x600	9.71	30.9	600	345	34.2	14930
C-12a	600x600	12.86	23.3	300	360	34.2	17450

Fonte: Chicoine et al. (2002)

A Figura 2.6-a apresenta a curva Força vs. Deformação axial para os exemplares estudados por Tremblay et al. (1998).

Figura 2.6 – Curva Força vs. Deformação para os exemplares avaliados por: a) Tremblay et al. (1998); b) Chicoine et al. (2002)



Fonte: a) Tremblay et al. (1998); b) Chicoine et al. (2002)

Observa-se que os exemplares C-2 e C-5, que possuem mesmo espaçamento entre as barras transversais, têm um comportamento semelhante com relação à força máxima e resposta pós-pico. Já os exemplares C-3 e C-4, que possuem um maior espaçamento entre as barras, apresentam uma queda mais brusca na força máxima após o pico.

A Figura 2.6-b mostra as curvas Força vs. Deformação para as seções maiores apresentadas por Chicoine et al. (2002). Nota-se também que os exemplares com maior espaçamento entre as barras (C-8, C-9 e C-11) apresentaram ruptura mais brusca que os demais.

Desta forma, a partir dos estudos de Tremblay et al. (1998) e Chicoine et al. (2002) ficou evidenciada a influência das barras transversais ao longo do comprimento do pilar. Os autores observaram que as barras transversais soldadas entre as mesas do perfil de aço aumentam a resistência à flambagem local da seção, conferindo maior rigidez às mesas do perfil, que passam a ter maior resistência frente à expansão lateral do concreto. Estas barras melhoram a ductilidade e a resposta pós-pico do pilar, mas não há ganho na capacidade resistente. Além disso, sugerem que as distâncias entre as barras transversais não devem superar a metade da altura da seção transversal.

Destes trabalhos, pode-se destacar ainda a influência das dimensões da seção transversal. Neste sentido, Chicoine et al. (2002) concluíram que as dimensões da seção transversal não afetam diretamente a capacidade resistente, modos de falha e comportamento pós-pico dos pilares. Em todos os casos avaliados foi observado que a ruptura ocorria devido ao esmagamento do concreto e instabilidades locais das abas do perfil de aço.

A influência da sequência de carregamento no comportamento do PMPR foi apresentada por Chicoine, Massicote e Tremblay (2003). Os pilares foram submetidos a força axial aplicada na sequência de construção e os resultados comparados com os obtidos em ensaios de curta duração. Observou-se que os exemplares ensaiados com carga de longa duração apresentavam modo de falha semelhante aos ensaiados com curta duração, isto é, esmagamento do concreto combinado com a instabilidade local das abas do perfil de aço. Além disso, a capacidade resistente atingiu valores próximos nas duas situações, o que sugere que não houve influência significativa da retração ou da fluência do concreto.

Chicoine et al. (2002) e Chicoine, Massicote e Tremblay (2003) estudaram apenas o comportamento do pilar quando solicitado a esforços de compressão centrada. Já Oh et al. (2006) se preocuparam em avaliar os pilares submetidos a esforços de compressão e flexão simultâneos. Para isto, quatro pilares mistos foram ensaiados utilizando um atuador para aplicar uma força axial e outros dois atuadores para gerar uma dupla curvatura. Os exemplares possuíam seção transversal com dimensões de 350 x 350 mm e 4440 mm de comprimento, e a relação largura/espessura era de 25. Os autores observaram que a flexão ocasionava o surgimento de fissuras as quais aumentaram em número e tamanho com o aumento da solicitação no concreto, especialmente na região tracionada. Além disso, houve a separação

gradual da interface concreto-aço resultando em esmagamento do concreto e instabilidade local das abas.

Nesta mesma linha de pesquisa, Prickett e Driver (2006) avaliaram o comportamento de 11 pilares mistos submetidos a forças axiais centradas ou excêntricas. Observou-se ainda que o modo de falha dos pilares submetidos a forças excêntricas depende do eixo de flexão. Quando a flexão ocorre em torno do eixo de maior inércia, a formação da rótula plástica foi gradual devido ao confinamento garantido ao concreto pelas mesas do perfil de aço. Já quando o eixo de flexão coincide com o eixo de menor inércia, o modo de falha se caracterizava pela perda repentina da resistência, pois a face do concreto está sujeita a uma contenção lateral apenas periódica pelas barras transversais.

Além disso, Prickett e Driver (2006) avaliaram influência das características do concreto no comportamento dos pilares mistos. Para isto, foram avaliados pilares parcialmente revestidos com concreto de resistência à compressão com valores 30 e 60MPa. Ademais, dois exemplares foram compostos com concreto com adição de fibras de aço a fim de comparar o comportamento pós-pico. Os resultados mostraram que pilares com concreto de resistência usual possuem maior ductilidade que aqueles com concreto de alta resistência. Porém, é possível obter um comportamento mais dúctil aproximando as barras transversais e adicionando fibras de aço ao concreto de alta resistência.

2.5 Estratégias para simulação numérica de pilares mistos parcialmente revestidos

A simulação numérica de elementos mistos é uma tarefa complexa, pois é preciso descrever adequadamente o comportamento de cada um dos componentes e, em alguns casos, a interface entre eles. Algumas especificidades dos elementos mistos podem exigir análises capazes de avaliar instabilidades locais e globais, a fissuração no concreto e a plastificação dos perfis metálicos as quais demandam grande esforço computacional e tempo de processamento. Neste contexto, muitos pesquisadores buscaram alternativas para a simulação do comportamento estrutural com esforço computacional reduzido.

A Tabela 2.5 apresenta, resumidamente, estudos nos quais foram realizadas simulações numéricas de pilares mistos parcialmente revestidos. Dentre eles, destaca-se o trabalho de Ellobody e Young (2011) no qual foi desenvolvido um modelo tridimensional não linear em elementos finitos (elementos sólidos). Um aspecto importante considerado no modelo numérico foi o efeito do confinamento do concreto promovido pelo perfil metálico e barras da armadura. Para isto, o concreto foi discretizado em três zonas de confinamento: concreto fortemente

confinado adjacente ao perfil, concreto parcialmente confinado e concreto não confinado. Observou-se boa correlação entre os resultados obtidos para a capacidade resistente do pilar misto com o modelo numérico e com os ensaios experimentais e, além disso, o modelo numérico representou adequadamente o modo de falha observado experimentalmente.

Tabela 2.5 – Estratégias para simulação numérica de pilares mistos

<i>Autor</i>	<i>Componente</i>	<i>Modelagem</i>	<i>Comportamento do Material</i>	<i>Tipo de análise</i>	<i>Software</i>
Chen et. al. (2010)	Aço	Elemento finito de Casca	Elasto-plástico com encruamento cinemático	NLF e NLG	ANSYS
	Concreto	Molas verticais de tração e compressão e Molas horizontais de compressão	Combinação de funções uniaxiais		
	Interface	-	-		
Begum e Ghosh (2011)	Aço	Seção de aço equivalente	Elasto-plástico usando curva trilinear para encruamento	NLF e NLG	ABAQUS
	Concreto				
	Interface				
Ellobody e Young (2011)	Aço	Elemento finito sólido	Elasto-plástico	NLF e consideração de imperfeições iniciais	ABAQUS
	Concreto	Elemento finito sólido	Dano acoplado à plasticidade		
	Interface	Elementos de interface	Contact Pair		
Lelkes e Gramblička (2013)	Aço	Elemento finito 3D	Não linear*	NLF e NLG	ATENA 3D
	Concreto	Elemento finito 3D	Não linear*		
	Interface	-	-		
Pereira (2014)	Aço	Elemento finito sólido	Elasto-plástico perfeito	NLF	DIANA
	Concreto	Elemento finito sólido	Fissuração distribuída		
	Interface	-	-		

* Não foram apresentados maiores detalhes

Outra solução interessante foi proposta por Chen et. al. (2010). Neste modelo numérico o perfil metálico foi simulado por meio de elementos de casca. Já a função do concreto de resistir às forças de compressão e tração foi simulada através do emprego de molas verticais e sua função de inibir a flambagem local das chapas, do perfil por meio de molas transversais de compressão, apenas. As comparações com os resultados experimentais demonstraram que a adoção de um modelo simplificado é factível. Mesmo o concreto sendo representado por uma combinação de funções uniaxiais, foi possível obter uma simulação satisfatória.

2.6 Aspectos do comportamento estrutural

2.6.1 Concreto com fibras

Como já citado anteriormente a associação do concreto a perfis metálicos para compor elementos mistos surgiu apenas com a intenção de proteger o aço da ação do fogo. Posteriormente o concreto passou a ser considerado como material estrutural e sua contribuição na capacidade resistente do elemento passou a ser considerada. As propriedades mecânicas do concreto modificam não só a capacidade resistente mas também o comportamento pós-pico dos pilares. Sendo assim, é fundamental estudar as características do concreto para compreender o comportamento dos pilares mistos.

O concreto é um material compósito cujas características são influenciadas pelas propriedades e proporções dos materiais constituintes. Atualmente, tem-se concretos especiais com altas resistências e com diferentes aditivos e adições.

O concreto com adição de fibras é um material constituído pela matriz de concreto e fibras descontínuas distribuídas aleatoriamente. Para fins de reforço do concreto podem ser utilizadas fibras sintéticas (polipropileno e nylon) ou fibras de aço. As primeiras destinam-se, principalmente, ao controle de fissuração do concreto nas primeiras idades enquanto as fibras de aço controlam, não só o desenvolvimento de microfissuras prematuras, mas também minimizam o comportamento frágil característico do concreto.

No concreto simples, a partir do momento em que surge uma fissura, esta representa uma barreira para a propagação de tensões, resultando na tendência de concentração de tensões na extremidade da fissura. Caso esta tensão supere a tensão máxima resistida pelo material, ocorrerá a ruptura do material de maneira brusca, caracterizando comportamento frágil do concreto. Por outro lado no concreto com fibras de aço, as fibras servem como ponte de transferência de tensões entre as fissuras e, portanto, há a diminuição das tensões na extremidade da fissura, controle da propagação e abertura das fissuras. Com isso, o concreto deixa de ter comportamento frágil e passa a ter um comportamento pseudo-dúctil, isto é, passa a ter capacidade portante pós-fissuração.

Este mecanismo observado na interação fibra-matriz altera algumas características mecânicas do concreto, como a tenacidade à flexão, ao impacto, à fadiga, a ductilidade pós-fissuração e a capacidade de absorção de energia pós-pico. Assim, para avaliar o comportamento devem-se observar os mecanismos e a energia dissipada na ruptura os quais são quantificados por parâmetros como tenacidade e energia de fraturamento à compressão e à tração.

Os principais fatores que interferem no comportamento e no desempenho do concreto reforçado com fibras são as características geométricas das fibras, o teor de fibras e as características mecânicas da matriz e das fibras.

Uma vez que uma grande parte do trabalho para ruptura está relacionada com a energia dissipada na ruptura da aderência entre fibra e matriz e posterior arrancamento destas, deformações nas fibras, como por exemplo, ganchos, cones ou ondulações, auxiliam no comportamento, pois melhoram a aderência por ancoragem. O parâmetro utilizado para quantificar este efeito é o fator de forma. Este pode ser definido como o comprimento da fibra dividido por seu diâmetro equivalente. O diâmetro equivalente é definido como aquele correspondente a uma circunferência de mesma área que a seção transversal da fibra. De acordo com a literatura, valores elevados de fator de forma aumentam a tenacidade, porém prejudicam a trabalhabilidade podendo contribuir para o embolamento das fibras.

É claro que a capacidade de reforço das fibras depende do teor de fibra utilizado, pois quanto maior o teor de fibras no concreto, maior é o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura, e, portanto, maior o reforço no concreto. Entretanto, o teor de fibras é limitado à possibilidade de misturar adequadamente as fibras à matriz de concreto. Neste sentido, um conceito importante relacionado à eficiência das fibras é o volume crítico de fibras. Define-se volume crítico de fibras como o teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente para o compósito a partir da ruptura da matriz.

Com base no que foi exposto percebe-se que de acordo com a aplicação do concreto é preciso pesar entre a quantidade e tipo de fibra utilizada e a trabalhabilidade, já que as características proporcionadas ao concreto pela incorporação de fibras estão intimamente relacionadas a essas características. Atualmente observa-se um aumento significativo do uso do concreto com adição de fibras em todo mundo. Pesquisas recentes abordam desde aspectos básicos sobre a composição e comportamento mecânico do concreto com adição de fibras até a viabilidade de aplicação deste material em situações onde a armadura contínua não é essencial, mas apenas utilizada com o objetivo de melhorar a ductilidade e garantir a integridade do concreto.

Na literatura, encontram-se alguns trabalhos cujo objetivo era a investigação do comportamento de pilares mistos com a utilização de concreto com fibras. Neste contexto, pode-se citar os trabalhos de Prickett e Driver (2006) em pilares parcialmente revestidos; Ellobody e Grazy (2012) e Hatzigeorgiou e Beskos (2004) em pilares preenchidos.

Prickett e Driver (2006) verificaram que pilares com concretos de alta resistência podem ter maior ductilidade quando adicionadas fibras ao concreto nos pilares mistos de chapa fina e barras transversal.

2.6.2 Interação Aço-concreto

Em geral, no dimensionamento ou mesmo na análise do comportamento de pilares mistos considera-se a total transferência de tensões entre o aço e o concreto, isto é, que a aderência perfeita entre os materiais é mantida durante todo o processo de carregamento do pilar. Todavia, o mecanismo de aderência nos pilares mistos é um assunto complexo e depende de várias características mecânicas e geométricas.

Tradicionalmente a aderência natural é dividida em: aderência química, aderência por atrito e aderência mecânica. A aderência química, também chamada de adesão, representa apenas uma pequena parcela da aderência que surge durante as reações de pega do cimento. A aderência por atrito se manifesta quando há tentativa de deslocamento relativo entre aço e concreto e depende do coeficiente de atrito dos materiais e da força normal aplicada. Finalmente, a aderência mecânica está relacionada com engrenamento mecânico entre o concreto e as irregularidades na superfície do aço, é relevante enquanto as superfícies de aço e concreto estiverem em contato.

Desta forma, o comportamento da interface depende do tipo de pilar misto (parcialmente revestido, revestido ou preenchido), do formato da seção transversal (circular, quadrada ou retangular), do procedimento de carregamento (no concreto, no aço ou em ambos), das condições de carregamento (carregamento axial, excêntrico ou cíclico) e das propriedades do concreto.

Um dos primeiros trabalhos que buscou avaliar o comportamento da interface em pilares mistos foi desenvolvido por Viridi e Dowling (1980). Foram realizados ensaios do tipo push out em pilares mistos preenchidos e avaliou-se a influência da idade e da resistência do concreto, do comprimento da interface, das dimensões do tubo de aço, das condições de adensamento e cura do concreto e das condições da superfície do aço.

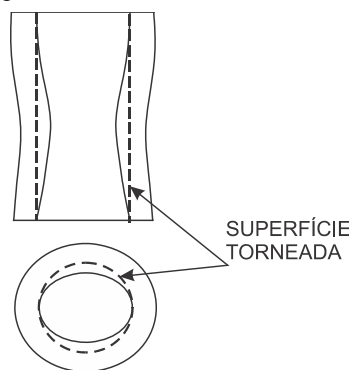
Os autores observaram que a resistência nos ensaios de push-out não era influenciada pelo comprimento da interface, pelo diâmetro e espessura do tubo de aço ou pela resistência do concreto. Por outro lado, verificaram que o engrenamento mecânico do concreto em relação ao aço devido a dois tipos de imperfeições no aço era o fator que mais influenciava no comportamento. O primeiro tipo refere-se à rugosidade do aço e, o segundo, a variações nas

dimensões das paredes internas do tubo, os quais dificilmente possuem uma superfície perfeitamente cilíndrica.

Isto foi comprovado pela realização de ensaios em três exemplares nos quais a superfície interna recebeu um acabamento suave (Figura 2.7) em todo o comprimento e outros três exemplares tiveram a superfície interna do tubo coberta por cinco camadas de lubrificante. Estes resultados foram comparados com os obtidos em pilares cujos tubos não tinham nenhum tipo de acabamento especial, denominado com “interface normal”. A tensão última de aderência obtida para os pilares com lubrificante na interface foi, aproximadamente, 52% menor que as obtidas para os pilares com “interface normal” o que, segundo os autores, está relacionado com a ausência de rigidez inicial. No caso dos pilares com acabamento suave na superfície interna, observou-se um repentino movimento do núcleo de concreto e redução na resistência. O núcleo de concreto continuou deslizando em relação ao tubo com uma taxa muito maior que no caso dos exemplares normais. Desta forma, os autores concluíram que a rugosidade da superfície do aço tem papel fundamental na tensão última de aderência e a tolerância de fabricação associada ao diâmetro interno dos tubos contribui para a parcela de aderência devido ao atrito.

Outro importante aspecto observado foi que a compactação auxilia no intertravamento do concreto e é uma aliada para o aumento da tensão última de aderência.

Figura 2.7 – Irregularidades na superfície do tubo e tratamento da superfície para acabamento suave.



Fonte: Adaptado de Viridi e Dowling (1980).

Na mesma linha de pesquisa, Hunaiti (1994) avaliou o comportamento da interface em 15 pilares mistos do tipo *bettened* após 5 anos sob a ação climática severa (-12°C no inverno e 45° no verão). Os resultados foram comparados com os obtidos por Hunaiti (1994) para exemplares similares com 21 dias de idade. Observou-se que a ferrugem formada na superfície do aço era bastante escamosa o que aumentava significativamente as irregularidades na superfície e conseqüentemente a tensão última de aderência.

O comportamento da interface especificamente em pilares mistos parcialmente revestidos ainda foi pouco estudado, neste contexto um importante estudo foi desenvolvido por Pecce e Ceroni (2010). Os autores avaliaram o comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos com seção transversal de 180 x 180 mm e concreto de revestimento com resistência à compressão de 22 MPa ou 35 MPa. O programa experimental incluía exemplares com e sem armadura em forma de barras longitudinais e estribos, com a aplicação de óleo na superfície do aço, com carregamentos monotônicos e cíclicos na compressão e na tração.

Os ensaios foram realizados em uma máquina de ensaios universal com capacidade de força de 300 kN na qual os exemplares eram ancorados a uma chapa rígida de aço na base. Utilizando outra chapa rígida de aço o carregamento axial de compressão foi aplicado diretamente no concreto, já o carregamento de tração foi aplicado por meio de armaduras ancoradas no concreto. Pecce e Ceroni (2010) observaram nos ensaios de compressão que a parte inicial da curva força vs. deslizamento era influenciada fortemente pela aderência química e por atrito o que resulta em um trecho inicial bastante rígido. Já os ensaios de tração, demonstraram que a adesão e a aderência por atrito são menores para este tipo de solicitação. Provavelmente isto se deve à tendência de expansão lateral do concreto nos ensaios de compressão o que contribui positivamente para o aumento da parcela de aderência por atrito.

Do mesmo modo que o observado por Virdi e Dowling (1980) para pilares preenchidos, Pecce e Ceroni (2010) concluíram que a tensão última de aderência é pouco influenciada pela resistência do concreto. Finalmente, os ensaios com carregamentos cíclico indicaram que há degradação da rigidez e da resistência na curva tensão vs. deslizamento devido à redução do atrito.

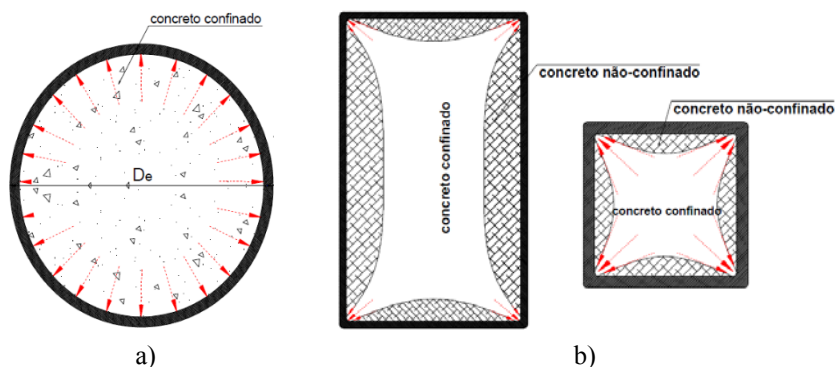
2.6.3 Confinamento do concreto

Em pilares mistos preenchidos, quando submetidos a uma força de compressão axial, o concreto sofre um encurtamento longitudinal e, pelo efeito de Poisson, também uma expansão lateral. Esta expansão é restringida pelo perfil tubular gerando pressões radiais na interface aço-concreto, produzindo um estado triaxial de tensões no concreto. Isto provoca dois efeitos benéficos ao concreto: acréscimo da resistência e maior capacidade de deformação.

Os efeitos de confinamento dependem de vários fatores como a espessura do tubo, excentricidade de carregamento, resistência dos materiais e forma da seção transversal. Entre estes, destaca-se a forma da seção transversal que segundo diversos trabalhos tem relevância significativa. Em seções circulares o núcleo de concreto está sujeito a um mesmo grau de

confinamento enquanto nas seções quadradas e retangulares apenas o concreto da parte central e próximo aos cantos está confinado.

Figura 2.8 – Tensão de confinamento: a) Seções circulares e b) Seções Retangulares ou Quadradas.



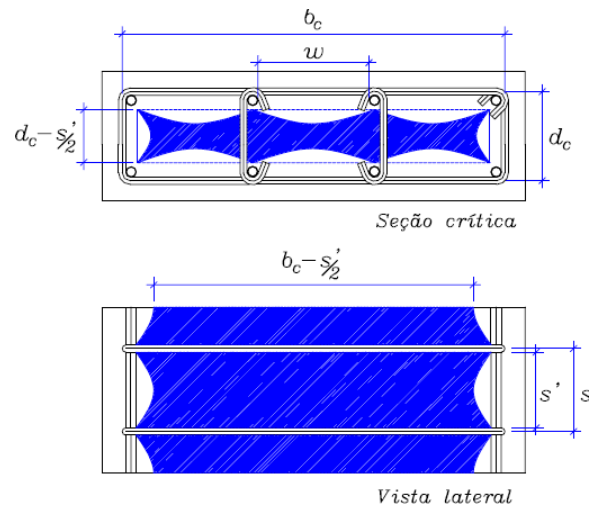
Fonte: De Nardin (1999)

Segundo De Nardin (2003), em seções quadradas/retangulares preenchidas com concreto de alta resistência, a eficiência do confinamento é menor, de modo que não há acréscimo na capacidade resistente apenas aumento na capacidade de deformação do concreto sem perda significativa da força máxima (ductilização do concreto). Isto ocorre pois a eficiência do confinamento está relacionada à expansão lateral do concreto não confinado e o concreto com alta resistência quando submetido à compressão axial apresenta expansão lateral menor do que os concretos de baixa resistência por terem maior módulo de elasticidade e menor microfissuração (AGUIAR, 2000). Logo, pilares compostos por concreto de baixa resistência são os maiores beneficiados pelos efeitos do confinamento.

Assim, podem-se ter pilares com baixo confinamento com ganhos de ductilidade e nenhum ganho de capacidade resistente pelo efeito do confinamento; com médio confinamento onde há acréscimos moderados e, finalmente, com alto confinamento onde há significativo acréscimo na capacidade resistente e ductilidade.

Grande parte das pesquisas sobre confinamento avaliou a pressão lateral de confinamento exercida por armaduras transversais como estribos e espiral. Neste caso, a pressão de confinamento não é uniforme, havendo concentração de tensões nos pontos de encontro entre as barras da armadura longitudinal e transversal. Com base nisto, alguns autores como Mander, Priestley e Park (1988), sugeriram a existência de áreas efetivas de confinamento do núcleo de concreto (Figura 2.9).

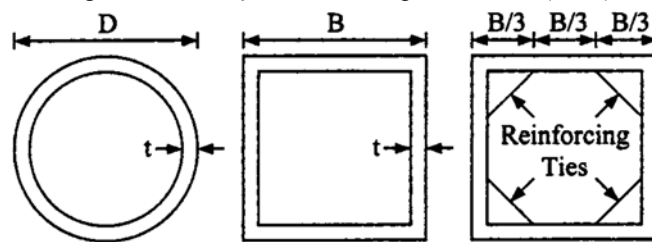
Figura 2.9 – Área de concreto efetivamente confinada



Fonte: Mander, Priestley e Park (1988).

O confinamento do concreto em pilares mistos foi estudado por alguns autores entre eles Hu et al. (2003). Os autores realizaram simulações numéricas utilizando o pacote computacional ABAQUS em pilares mistos preenchidos com seções circulares, quadradas e quadradas reforçadas nos cantos para formar uma seção octogonal (Figura 2.10). Os resultados numéricos obtidos foram comparados com os resultados experimentais de Schneider (1998) e Huang et al. (2002).

Figura 2.10 – Seções estudadas por Hu et al. (2003)



Fonte: Hu et al. (2003)

Para representar o comportamento do concreto sob ação de pressões de confinamento utilizaram as equações (2.1) e (2.2) apresentadas em Mander, Priestley e Park (1988). A relação tensão vs. deformação para o concreto confinado e não confinado é mostrada na Figura 2.11.

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_l \quad (2.1)$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c + \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_c}\right) \quad (2.2)$$

onde,

$f'_{cc}, \varepsilon'_{cc}$ – Resistência e deformação última do concreto confinado, respectivamente;

f'_c, ε'_c – Resistência e deformação última do concreto não confinado, respectivamente;

f_l – pressão lateral;

k_1 e k_2 – coeficientes que dependem do tipo de concreto e da pressão lateral. Segundo Richart, Brandtzaeg e Brown (1928) propuseram os valores dos coeficiente k_1 igual a 4,1 e k_2 igual a $5 \cdot k_1$.

O amolecimento do concreto, isto é, o trecho pós pico onde a deformação do concreto é maior que ε'_{cc} , foi representado por uma linha descendente descrita pelas equações (2.3) e (2.4).

$$f_c = k_3 f'_{cc} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_c = 11 \varepsilon'_{cc} \quad (2.4)$$

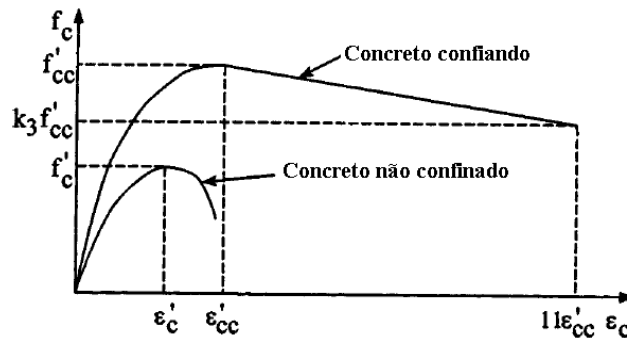
Onde,

k_3 – parâmetro de degradação do material.

De um modo geral, os parâmetros de f_l e k_3 devem ser conhecidos para que se possa definir completamente a relação uniaxial tensão-deformação equivalente. Estes parâmetros dependem relação da largura/espessura (D/t ou B/t), forma da secção transversal. Assim, os valores apropriados foram determinados combinando os resultados numéricos com resultados experimentais através de um estudo paramétrico

Com base nos resultados numéricos os autores concluíram que em pilares mistos preenchidos com a seção circular, os tubos proporcionavam um bom confinamento para o concreto especialmente quando a relação largura/espessura é pequena ($D/t < 40$). Já para os pilares com a seção quadrada, os tubos não são capazes de promover um grande efeito de confinamento especialmente quando a relação largura/espessura é grande ($B/t > 30$). Além disso, verificaram que os parâmetros de f_l e k_3 diminuem com o aumento da relação da largura/espessura (D/t ou B/t).

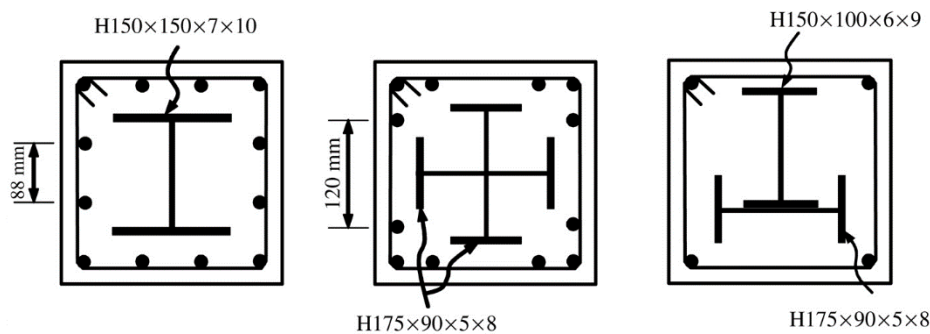
Figura 2.11 – Relação uniaxial para o concreto não confinado e relação equivalente para o concreto confiando



Fonte: Hu et al. (2003)

Chen e Lin (2005) desenvolveram um estudo analítico para determinação da força axial máxima resistente e a curva Força vs. Deformação de pilares mistos revestidos onde os perfis metálicos utilizados tem forma H, T ou em cruz (Figura 2.12). A ênfase da modelagem proposta era a determinação da relação Tensão vs. Deformação para o concreto confinado pelas armaduras e pelo perfil de aço. Além disso, salienta-se que a validação do modelo foi feita comparando-se os resultados obtidos com resultados experimentais da literatura científica.

Figura 2.12 – Seções transversais estudadas por Chen e Lin (2005)

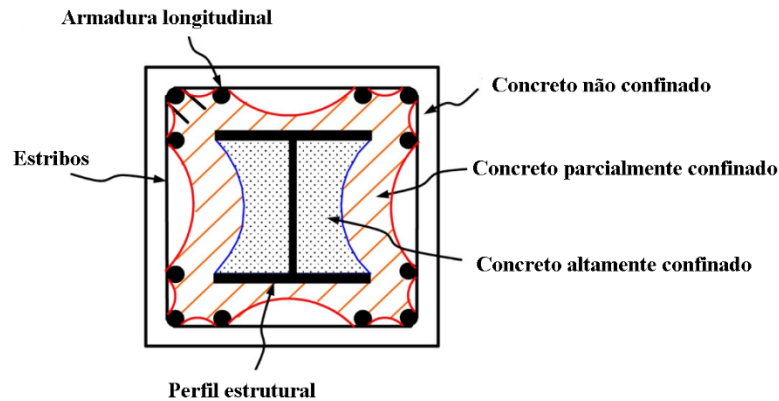


Fonte: Chen e Lin (2005)

O modelo analítico considerado, neste estudo, é bastante simples e considera a compatibilidade de deformação. Assume-se que quando o pilar misto é submetido a uma deformação axial uniforme, a tensão em cada material é obtida através do modelo constitutivo estabelecido para cada material. A partir disso, obtém-se a força atuante em cada material multiplicando-se a tensão pela área da seção transversal correspondente para o material. Finalmente a força axial atuante no pilar misto é dado pela soma da força axial em cada material. O modelo analítico considera ainda que: (1) a deformação de compressão é uniforme na seção

transversal; (2) o efeito do confinamento no concreto; (3) instabilidades locais nas barras da armadura longitudinal e perfil de aço.

Figura 2.13 – Seção estudada por Chen e Lin (2005)



Fonte: Chen e Lin (2005)

Chen e Lin (2006) consideraram que os efeitos do confinamento como aumento na resistência e ductilidade do concreto depende do grau de confinamento. Assim, o concreto foi dividido em três regiões como indicado na Figura 2.13:

- Concreto não confinado: Área fora dos arcos parabólicos;
- Concreto altamente confinado: Dentro do perímetro do perfil e arcos;
- Concreto parcialmente confinado.

A curva tensão-deformação para o concreto não confinado foi estimada considerando-se $f'_l=0$. Para representar o comportamento do concreto parcialmente confinado levou-se em consideração as tensões de confinamento exercidas pelas armaduras laterais. Isto foi feito utilizando as equações propostas por Mander, Priestley, e Park (1988) que levam consideração o valor da tensão de confinamento efetiva (f'_l) que é dependente da razão volumétrica da armadura lateral e a área do núcleo de concreto efetivamente confinado e do espaçamento entre os estribos. Na região de concreto altamente confinado, o confinamento do concreto é incrementado pela presença do perfil metálico e se considera um valor maior de f'_{cc} para o concreto nesta região.

Assim a força axial P_{analy} é dada pela equação (2.5).

$$P_{analy} = f_s A_s + f_{sr} A_{sr} + f_{cn} A_{cn} + f_{cp} A_{cp} + f_{ch} A_{ch} \quad (2.5)$$

onde,

f_s ; A_s – Tensão e área da seção transversal referente ao perfil estrutural de aço;

f_{sr} ; A_{sr} – Tensão e área da seção transversal referente às barras da armadura;

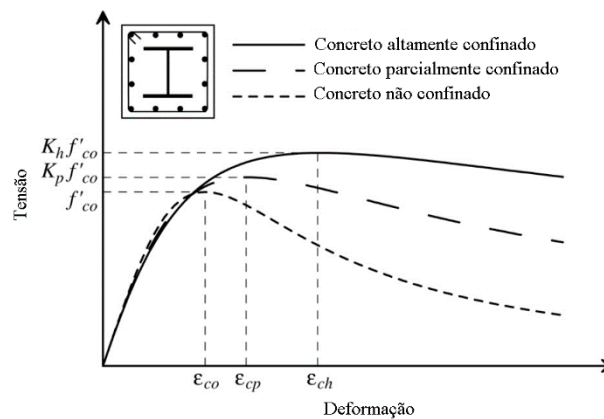
f_{cn} ; A_{cn} – Tensão e área do concreto não confinado;

f_{cp} ; A_{cp} – Tensão e área do concreto parcialmente confinado;

f_{ch} ; A_{ch} – Tensão e área do concreto altamente confinado.

Seguido esta metodologia os autores obtiveram a curva tensão vs. deformação para o concreto não confinado, parcialmente e altamente confiando. A Figura 2.14 apresenta os resultados obtidos para a seção formada por um perfil H. Observa-se que para o concreto parcialmente confinado não apresenta aumento significativo na resistência máxima, porém observa-se mudança significativa na inclinação do trecho descendente.

Figura 2.14 – Curva tensão vs. deformação para o concreto analisado por Chen e Lin (2006)



Fonte: Chen e Lin (2006)

As curvas Força vs. Deformação para os pilares mistos com as diferentes seções transversais obtidas pelo modelo analítico foram comparadas com as curvas experimentais. Observou-se boa correlação entre os resultados, desta forma, o confinamento do concreto pode ser confirmado. Além disso, ressalta-se que o efeito do confinamento é maior em seções com perfis em cruz porque promove um confinamento nas duas direções.

2.7 Considerações finais

A revisão bibliográfica permitiu verificar quais os aspectos mais relevantes no comportamento do pilar misto parcialmente revestido. Além disso, foi possível mapear quais os aspectos e parâmetros que vem sendo investigados em diferentes épocas e lugares.

Percebe-se que as pesquisas com pilares mistos parcialmente revestidos iniciaram em seções compostas por perfis de seção compacta nos quais o efeito da instabilidade local podia ser negligenciado por não estar associado a nenhum modo predominante de falha. Entretanto,

na busca por economia de materiais e a fim de aumentar a competitividade do pilar misto parcialmente revestido no mercado iniciaram-se pesquisas com pilares mistos formados por chapas esbeltas de aço nos quais o comportamento é distinto e influenciado pela instabilidade local da mesa.

As pesquisas sobre os pilares mistos parcialmente revestidos compostos por chapas esbeltas de aço se concentraram no Canadá entre os anos de 1998 e 2006. Estas pesquisas demonstraram que a utilização de barras transversais soldadas entre as mesas do perfil de aço aumentava a resistência à instabilidade local da seção, uma vez que confeream maior rigidez às mesas. Além disso, estas barras auxiliam no comportamento pós-pico do pilar, pois contribuem para o confinamento do concreto.

Outra abordagem que vem sendo bastante desenvolvida refere-se ao uso de modelagens numéricas para representar os pilares mistos. Sabe-se que o comportamento estrutural de pilares mistos é complexo pois é influenciado pelo comportamento dos materiais aço e concreto e pelo comportamento da interface aço-concreto. Além disso, outros aspectos como as instabilidades locais, a fissuração do concreto e não linearidades geométricas podem influenciar significativamente nos resultados obtidos. Assim, diversos autores se preocuparam em encontrar um modelo numérico que fosse ao mesmo tempo capaz de representar o comportamento complexo e simples do ponto de vista computacional.

A segurança de estruturas em situações de incêndio é outro tema que vem sendo muito discutido atualmente. Neste contexto, o comportamento do PMPR submetido a altas temperaturas é um tema relevante e desperta interesse em diversos pesquisadores. Uma série de estudos foram desenvolvidos utilizando o forno elétrico vertical modular da Universidade de Coimbra, em Portugal. Estas pesquisas demonstraram que o PMPR apresenta maior resistência ao fogo que os pilares de aço isolado. Além disso, Correia e Rodrigues (2011) sugerem que o comportamento ao fogo de PMPR pode ser aprimorado quando os estribos são ancorados a alma por meio de furos nestas.

No Brasil, os estudos sobre pilares mistos iniciaram no final da década de 1990 com os trabalhos de Figueiredo (1998) e De Nardin (1999) no departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP. Com relação ao PMPR, os estudos começaram nos anos 2000. Em síntese, o estudo dos PMPR é recente e ainda há aspectos do comportamento que não estão totalmente elucidados, necessitando-se estudos complementares.

3 Métodos teóricos

3.1 Considerações iniciais

Este capítulo aborda modelos teóricos para estimativa da força máxima e momento máximo resistido por pilares submetidos a compressão e a flexo-compressão. São apresentadas as expressões analíticas de dimensionamento/verificação segundo os modelos simplificados disponíveis na ABNT - NBR 8800:2008 e BS EN 1994-1-1:2004. Além disso, apresenta algumas pesquisas que investigaram a representatividade dos modelos teóricos.

3.2 Interação Momento fletor-força normal

Apesar de pilares serem elementos predominantemente comprimidos é impossível obter um pilar puramente comprimido, pois existem imperfeições acidentais como, por exemplo, curvaturas e excentricidades no carregamento que não foram previstas. Além disso, há momentos fletores previstos na análise estrutural oriundos de excentricidades de forma ou forças transversais ao eixo do pilar. Esses momentos fletores são ainda amplificados pelos efeitos de segunda ordem. Logo, fica clara a importância de estudar, em pilares, a interação entre o momento fletor e a força normal.

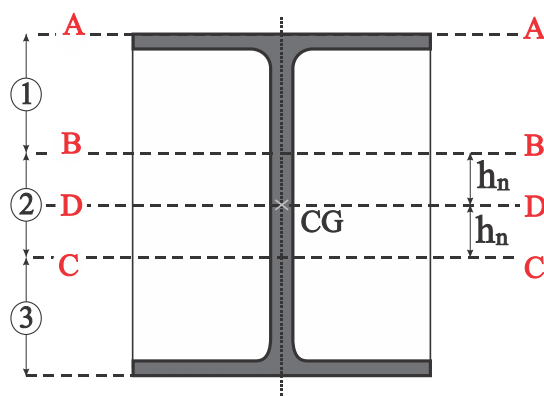
De forma geral, desconsiderando as instabilidades, considera-se que o colapso de um pilar flexo-comprimido ocorre devido à plastificação total da seção transversal crítica em consequência de um efeito combinado da força normal e do momento fletor. A representação do lugar geométrico dos pares de Momento fletor e Força normal (M , N) que levam à plastificação total da seção pode ser feita utilizando diagramas de interação momento fletor-força normal, considerando a perfeita interação aço-concreto.

O diagrama é construído com base nas equações de equilíbrio e na variação da posição da linha neutra. Além disso, algumas hipóteses simplificadoras são utilizadas, como, por exemplo, admitir que o concreto só possua resistência à compressão. O diagrama apresenta formato parabólico em virtude da relação quadrática existente entre M e N , porém é possível traçar uma curva de interação simplificada a partir de alguns pontos de interesse (DE NARDIN, 2003). A Figura 3.2 apresenta a curva parabólica e os pontos de interesse (*Pontos de A a D*) que permitem traçar uma curva simplificada poligonal.

Para construção do diagrama de interação, considere uma seção mista parcialmente revestida duplamente simétrica como, por exemplo, a indicada na Figura 3.1.

No *Ponto A* do diagrama da Figura 3.2, considera-se que a seção esteja sujeita a compressão simples, portanto atua na seção transversal um esforço normal igual à força normal de plastificação ($N = N_{pl,R}$), de modo que a linha neutra se encontra em uma das fibras mais extrema da seção (eixo AA, por exemplo - Figura 3.1). Nesta situação, o modo de falha se caracteriza por escoamento do aço e esmagamento do concreto.

Figura 3.1 – Seção I qualquer



Fonte: Próprio autor

Já no *Ponto B*, a seção está submetida à flexão pura e, portanto, nela atua somente o momento fletor que leva a plastificação total da seção ($M = M_{pl,R}$ e $N = 0$). Nesta situação, admite-se que a linha neutra esteja posicionada a uma distância h_n do centro de geométrico da seção – no eixo BB (Figura 3.1). Considerando que a seção transversal seja dividida nas zonas (1), (2) e (3) como indicado na Figura 3.1 e que os índices “a” e “c” se referem ao aço e ao concreto, respectivamente, o equilíbrio das forças resistentes na seção transversal é dado pela Equação (3.1).

$$R_{a1} + R_{c1} = R_{a2} + R_{a3} \quad (3.1)$$

Neste ponto, considera-se que a ruptura convencional ocorrerá quando o concreto atingir a máxima deformação.

No *Ponto C* (Figura 3.2), admite-se que a linha neutra passe pelo eixo CC, à mesma distância h_n do centro de geométrico da seção. Quando a linha neutra plástica é deslocada da posição BB para a posição CC (Figura 3.1), observa-se que a região de aço situada na zona (2) passa de uma força de tração com o valor de R_{a2} para uma força de compressão de mesmo valor, de modo que há uma variação da força normal de $2R_{a2}$. Na região de concreto na zona

(2) passa a atuar uma força normal de compressão R_{c2} (QUEIROZ; PIMENTA; MATA, 2001). Logo, a força na seção mista é dada pela Equação (3.2).

$$N_{PONTO C} = 2R_{a2} + R_{c2} \quad (3.2)$$

Devido à simetria da seção tem-se que:

$$R_{a1} = R_{a3} \text{ e } R_{c1} = R_{c3} \quad (3.3)$$

Assim, substituindo (3.3) na Equação (3.1) conclui-se que:

$$R_{a2} = R_{c1} = R_{c3} \quad (3.4)$$

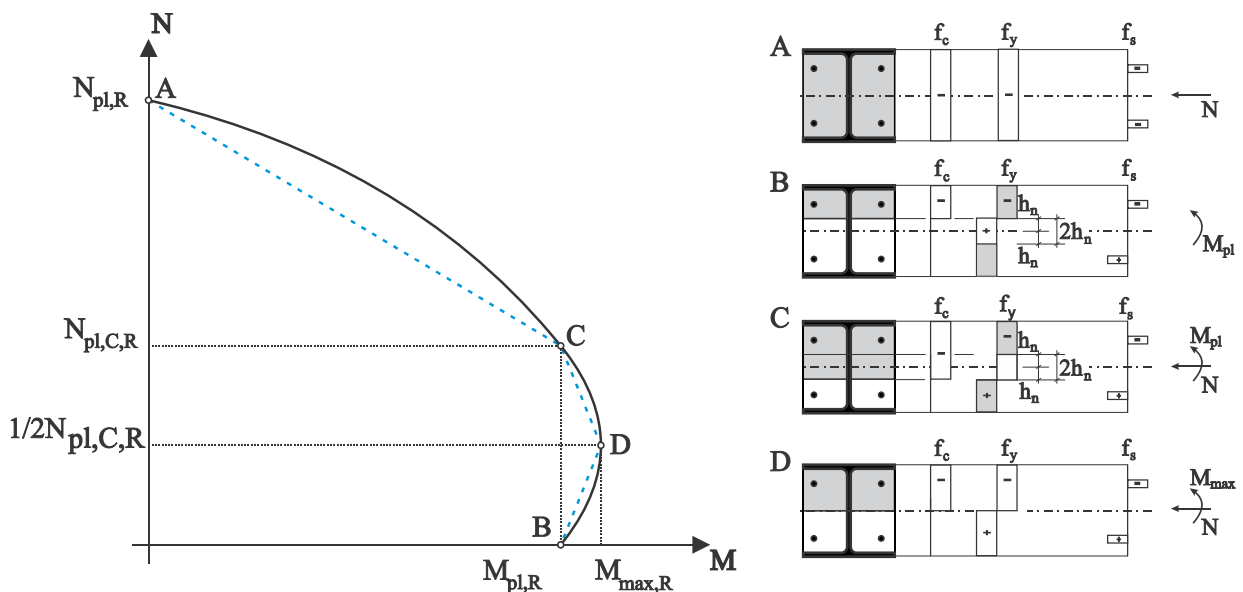
Portanto, a força normal no Ponto C ($N_{PONTO C}$) pode ser expressa pela Equação (3.5), isto é, equivale à força resistente da seção de concreto à plastificação total por força normal.

$$N_{PONTO C} = R_{c1} + R_{c2} + R_{c3} \quad (3.5)$$

Além disso, este deslocamento de h_n da linha neutra é simétrico em relação ao eixo DD, portanto, as variações de tensões são simétricas e o momento atuante na seção não é alterado ($M = M_{pl,R}$ e $N = N_{pl,c,R}$).

Finalmente, no *Ponto D* ocorre, simultaneamente, o escoamento do aço tracionado e o esmagamento do concreto comprimido. Neste ponto observa-se a máxima capacidade resistente da seção flexo-comprimida. A força normal aplicada atua como força de protensão aumentando o valor do momento resistente em relação ao caso de flexão pura.

Figura 3.2 – Forma típica do diagrama de interação M-N



Fonte: Adaptado de BS EN 1994-1-1:2004

3.3 Norma brasileira: ABNT – NBR 8800:2008

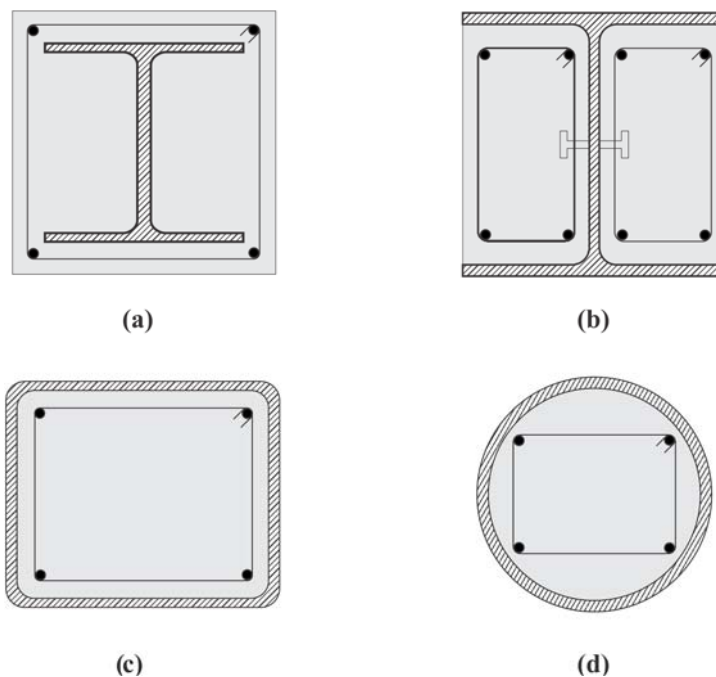
A primeira norma brasileira a abordar elementos mistos foi a ABNT NBR 8800:1986, porém, esta versão limitava-se ao dimensionamento de elementos fletidos (vigas mistas). O primeiro código normativo brasileiro a abordar o dimensionamento de pilares mistos foi a ABNT NBR 14323:1999 que trazia o dimensionamento de pilares mistos, em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Em 2008, com a atualização da ABNT NBR 8800, o procedimento para o dimensionamento dos elementos mistos passou a ser abordado em seu texto com maiores detalhes. Os anexos de O a R abordam, respectivamente, vigas mistas, pilares mistos, lajes mistas e ligações mistas.

No Anexo P são apresentadas as diretrizes para o dimensionamento de pilares mistos. São apresentados dois métodos simplificados denominados Modelo I e Modelo II. Estes métodos são aplicáveis a pilares com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto e a seções preenchidas com concreto (Figura 3.3). Além disso, são contempladas apenas seções com dupla simetria (perfis I, H e seções retangulares e circulares), com total interação entre aço e concreto e para as quais a flambagem local não é um estado-limite último predominante. Para as seções formadas por perfis I ou H parcialmente revestidas com concreto, a Equação (3.6) apresenta a recomendação de esbeltez local que deve ser respeitada.

$$b_f/t_f \leq 1,49 \sqrt{E/f_y} \quad (3.6)$$

Figura 3.3 – a) seção transversal totalmente preenchida; b) seção transversal parcialmente revestida; c) seção quadrada preenchida; d) seção circular preenchida.



Fonte: Adaptado de ABNT – NBR 8800:2008.

3.3.1 Limites de aplicabilidade

A seguir são listadas as limitações de aplicabilidade dos modelos simplificados apresentados pela ABNT NBR 8800:2008:

- Aços com tensão de escoamento menor ou igual a 450 MPa e concretos com resistência à compressão com valores entre 20 e 50 MPa;
- Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante ao longo do comprimento;
- O concreto deve possuir densidade normal;
- A contribuição do perfil metálico para a capacidade resistente da seção mista deve ser avaliada por meio do fator de contribuição do aço (Equação (3.7) o qual deve estar entre;

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.7)$$

- Para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, deve existir armadura longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. A armadura longitudinal pode ou não ser considerada na resistência e na rigidez do pilar misto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos da alma, ou por meio de conectores de cisalhamento.
- Nas seções transversais total ou parcialmente revestidas a seção transversal da armadura longitudinal (A_s) deve estar entre $0,3\% A_c < A_s < 4\% A_c$;
- A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5;
- O projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118:2007.
- A esbeltez relativa do pilar (índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$), dado pela Equação (3.8), deve ser inferior a 2,0.

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (3.8)$$

onde, $N_{pl,R}$ e N_e são dadas pelas Equações (3.9) e (3.10), respectivamente

$$N_{pl,R} = f_y \cdot A_a + \alpha \cdot f_{ck} \cdot A_c + f_{ys} \cdot A_s \quad (3.9)$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(kL)^2} \quad (3.10)$$

A consideração dos efeitos de retração e fluência do concreto pode ser feita por meio da redução do módulo de elasticidade do concreto adotando-se o valor de $E_{c,red}$ dado pela Equação (3.11).

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad (3.11)$$

onde, admite-se para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto o valor de $\varphi = 2,5$.

A rigidez efetiva à flexão e à compressão são dadas respectivamente pelas Equações (3.12) e (3.13).

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{c,red} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (3.12)$$

$$(EA)_e = E_a \cdot A_a + E_{c,red} \cdot A_c + E_s \cdot A_s \quad (3.13)$$

3.3.2 *Cisalhamento nas superfícies de contato aço e concreto*

Nas regiões onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devido à ligação entre o pilar e a viga, emendas do pilar ou em bases (denominadas regiões de introdução de cargas) deve ser garantida a interação completa entre aço e concreto. Deste modo, deve-se verificar se as tensões de cisalhamento na interface aço/concreto, obtidas com os esforços solicitantes de cálculo $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$, não ultrapassam os valores de τ_{Rd} apresentados na Tabela 3.1 e reproduzidos da ABNT NBR 8800:2008.

Os valores de $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$ são obtidos de acordo com o tipo de ligação entre a viga e o pilar. Quando a viga é ligada ao perfil de aço devem-se utilizar as Equações (3.14) e (3.15), por outro lado quando a viga estiver ligada ao concreto do pilar devem-se utilizar as Equações (3.16) e (3.17).

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}}\right) \quad (3.14)$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \quad (3.15)$$

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} \cdot \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.16)$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (3.17)$$

onde, $M_{pl,a,Rd}$ é a contribuição do perfil de aço para $M_{pl,Rd}$ igual a $f_{yd} \cdot (Z_a - Z_{an})$

Caso essas tensões excedam os valores exibidos na Tabela 3.1, deve-se utilizar conectores de cisalhamento para garantir a transferência de tensões de cisalhamento entre o perfil metálico e o concreto.

Tabela 3.1 – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd}

Tipo de Seção transversal do pilar misto	τ_{Rd} (MPa)
Mesas de seção parcialmente revestida de concreto	0,20
Almas de seção parcialmente revestida de concreto	0,00

3.3.3 Dimensionamento do PMPR pela ABNT – NBR 8800:2008

A capacidade resistente do pilar à compressão é verificada garantindo-se que a força axial resistente de cálculo (N_{Rd}) seja maior que a força axial solicitante de cálculo (N_{sd}). O cálculo da força axial resistente é feito pela Equação (3.18).

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (3.18)$$

Já a força normal resistente de cálculo à plastificação total, $N_{Rd,pl}$, é a soma das forças resistentes de cálculo de cada componente do pilar misto (Equação (3.19)).

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (3.19)$$

onde, $N_{pl,a,Rd}$, $N_{pl,c,Rd}$ e $N_{pl,s,Rd}$ podem ser estimadas pelas Equações (3.20), (3.21) e (3.22), respectivamente.

$$N_{pl,a,Rd} = A_a \cdot f_{yd} \quad (3.20)$$

$$N_{pl,c,Rd} = A_c \cdot f_{cd1} = A_c \cdot \alpha f_{cd} \quad (3.21)$$

$$N_{pl,s,Rd} = A_s \cdot f_{sd} \quad (3.22)$$

com, $\alpha = 0,85$ para pilares parcialmente revestidos.

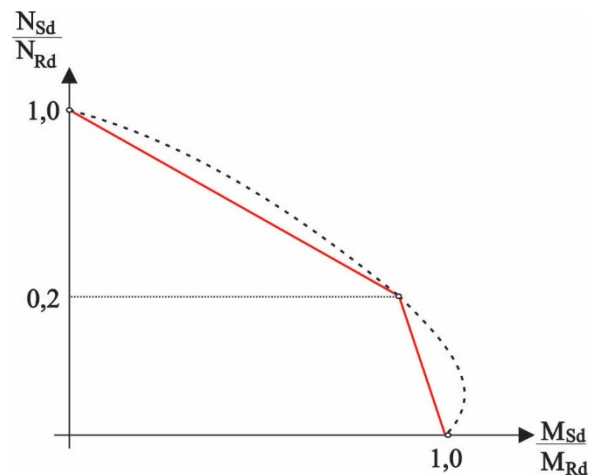
Os pilares submetidos a combinação de força axial de compressão e momento fletor, podem ser dimensionadas por meio de dois métodos simplificados de cálculo: o Modelo de Cálculo I e o Modelo de Cálculo II.

Nestes modelos a interação momento-normal é considerada por meio de diagramas de interação simplificados. No Modelo de Cálculo I o diagrama de interação é composto por duas retas, como indicado na Figura 3.4 e os esforços solicitantes devem satisfazer às expressões (3.23) e (3.24).

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2: \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (3.23)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \leq 0,2: \quad \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (3.24)$$

Figura 3.4 – Diagrama de interação Momento fletor – Força Normal para o Modelo de Cálculo I



Fonte: Próprio autor

Já no dimensionamento segundo o Modelo de Cálculo II, a interação entre momento fletor e força normal atuante deve satisfazer às Equações (3.25) e (3.26), sendo o cálculo de μ_y análogo ao cálculo de μ_x , apenas substituindo x por y.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (3.25)$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (3.26)$$

onde,

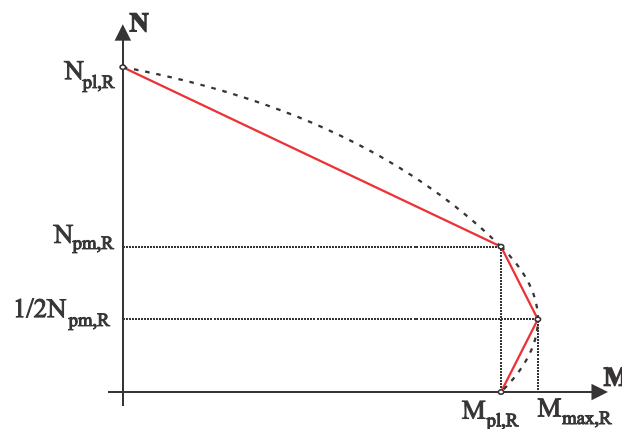
$$\text{Para } N_{Sd} \geq N_c: \quad \mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad (3.27)$$

$$\text{Para } \frac{N_c}{2} \leq N_{Sd} \leq N_c: \quad \mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1 \right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (3.28)$$

$$\text{Para } 0 \leq N_{Sd} \leq \frac{N_c}{2} \quad \mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1 \right) \quad (3.29)$$

Neste modelo, a curva de interação é formada por três retas, como indicado na Figura 3.5, o que pode, em princípio, aproximar melhor os segmentos de reta à curva tracejada que representa a relação real do pilar flexo-comprimido.

Figura 3.5 – Diagrama de interação Momento fletor – Força Normal para o Modelo de Cálculo I



Fonte: Próprio autor

Vale salientar que independente do modelo adotado o par força normal e momento fletor atuantes deve estar contido dentro da área delimitada pelas curvas para que seja garantida segurança na verificação dos esforços de flexo-compressão.

O momento de plastificação indicado na Figura 3.4 e Figura 3.5 é calculado por meio da Equação (3.30).

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (3.30)$$

Sendo que Z_s é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto definido pela Equação (3.31);

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} \cdot e_i| \quad (3.31)$$

onde,

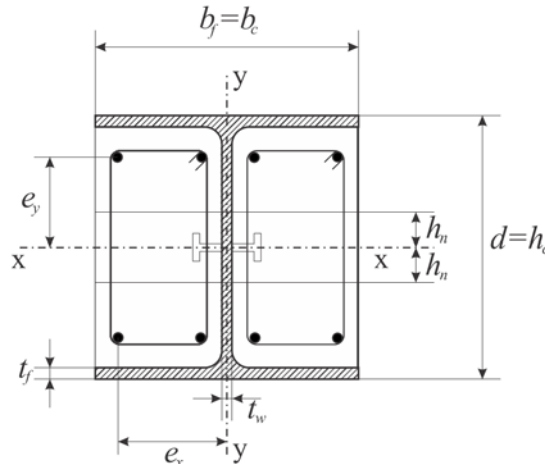
e_i – distância do eixo da barra da armadura de área A_{si} ao eixo de simetria da seção;

A_{si} – área de uma barra da armadura.

Para o cálculo dos módulos de resistência plásticos Z_{an} , Z_{cn} , Z_{sn} deve-se conhecer a posição da linha neutra plástica qual é obtida a partir de um processo iterativo.

Para seções revestidas ou parcialmente revestidas fletidas em x, como indicado na Figura 3.6, a linha neutra pode passar na alma do perfil ou na mesa do perfil. Para os pilares parcialmente revestidos, não há casos em que a linha neutra plástica esteja fora do perfil de aço.

Figura 3.6 – Seção I ou H revestida com concreto fletida em relação ao eixo x



Fonte: ABNT – NBR 8800:2008.

Quando a posição da linha neutra plástica estiver na alma do perfil de aço ($h_n \leq \frac{d}{2}$), calcula-se a posição da linha neutra, h_n , e os módulos de resistência plásticos Z_{an} , Z_{sn} , Z_{cn} pelas Equações (3.32), (3.33), (3.34) e (3.35), respectivamente:

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd1} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_c \cdot f_{cd1} + 2t_w \cdot (2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (3.32)$$

$$Z_{an} = t_w \cdot h_n^2 \quad (3.33)$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} \cdot e_{yi}| \quad (3.34)$$

$$Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} \quad (3.35)$$

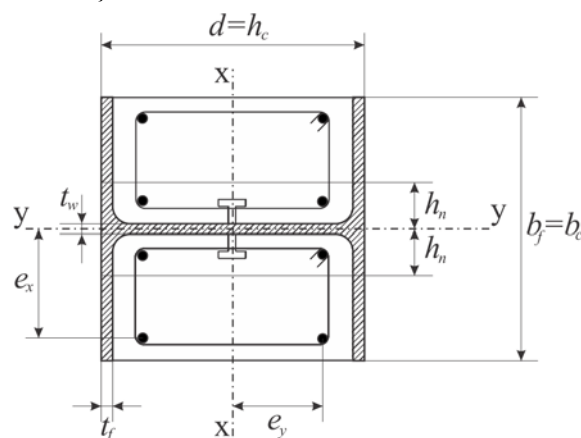
Já quando a posição da linha neutra plástica estiver passando na mesa do perfil de aço ($(\frac{d}{2} - t_f) < h_n \leq d/2$) deve-se calcular h_n e Z_{an} a pelas Equações (3.36) e (3.37). Os módulos Z_{cn} e Z_{sn} são calculados – como já mostrado anteriormente – pelas Equações (3.34) e (3.35).

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd1} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd1}) + (b_f - t_w)(d - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd1})}{2b_c \cdot f_{cd1} + 2b_f \cdot (2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (3.36)$$

$$Z_{an} = b_f h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f)^2}{4} \quad (3.37)$$

Quando as seções revestidas ou parcialmente revestidas estão submetidas à flexão em y , como indicado na Figura 3.7, a linha neutra também pode passar na alma do perfil ou na mesa do perfil.

Figura 3.7 – Seção I ou H revestida com concreto fletida em relação ao eixo y



Fonte: ABNT – NBR 8800:2008.

Para que a linha neutra plástica esteja passando na alma do perfil de aço é necessário estar dentro do intervalo $h_n \leq \frac{t_w}{2}$. Neste caso a posição da linha neutra (h_n) e módulos de resistência plásticos Z_{an} , Z_{sn} , Z_{cn} são calculados pelas Equações (3.38), (3.39), (3.40) e (3.41), respectivamente.

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd1} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd1})}{2h_c \cdot f_{cd1} + 2d \cdot (2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (3.38)$$

$$Z_{an} = d \cdot h_n^2 \quad (3.39)$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} \cdot e_{xi}| \quad (3.40)$$

$$Z_{cn} = h_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} \quad (3.41)$$

A posição da linha neutra plástica está na mesa do perfil de aço quando está contida no intervalo $\frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{b_f}{2}$ e neste caso deve-se calcular h_n e Z_{an} pelas Equações (3.42) e (3.43).

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd1} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd1}) + t_w(2t_f - d)(2f_{yd} - f_{cd1})}{2h_c \cdot f_{cd1} + 4t_f \cdot (2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (3.42)$$

$$Z_{an} = 2t_f h_n^2 + \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4} \quad (3.43)$$

Por fim, para o cálculo de pilares mistos utilizando o Modelo II da ABNT – NBR 8800:2008 é necessário conhecer os valores de $M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ que são dados segundo as Equações (3.44) e (3.45), respectivamente.

$$M_{c,x} = 0,9M_{pl,x,Rd} \quad (3.44)$$

$$M_{c,y} = 0,9M_{pl,y,Rd} \quad (3.45)$$

onde, $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$ são obtidos pela Equação (3.30).

Deve-se obter também os valores de $M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ por meio das Equações (3.46) e (3.47), respectivamente.

$$M_{d,x} = 0,8M_{max,pl,x,Rd} \quad (3.46)$$

$$M_{d,y} = 0,8M_{max,pl,y,Rd} \quad (3.47)$$

onde, $M_{max,pl,x}$ ou y,Rd é obtido pela Equação (3.48).

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}(Z_a) + 0,5f_{cd1}(Z_c) + f_{sd}(Z_s) \quad (3.48)$$

Caso $M_{d,x}$ seja menor que $M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser tomado como igual a $M_{c,x}$. O mesmo deve ser feito com $M_{d,y}$ e $M_{c,y}$.

Finalmente, os momentos fletores de cálculo totais são dadas pelas Equações (3.49) e (3.50).

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad (3.49)$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad (3.50)$$

onde, $M_{x,i,Sd}$ e $M_{y,i,Sd}$ são os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, em relação ao eixo x e ao eixo y dados pelas Equações (3.51) e (3.52), respectivamente.

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{200\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e,x}}\right)} \quad (3.51)$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_y}{150\left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e,y}}\right)} \quad (3.52)$$

onde, $N_{e,x}$ e $N_{e,y}$ refere-se a força normal crítica de Euler em relação aos eixos x e y, respectivamente.

Vale salientar que as imperfeições ao longo do pilar devem ser consideradas em relação a apenas um dos eixos, aquele que proporcionar o resultado mais desfavorável.

3.4 Norma europeia – BS EN 1994-1-1:2004

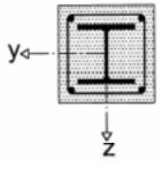
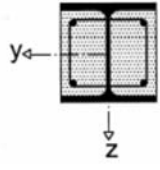
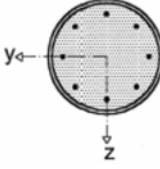
Os Métodos propostos pelo BS EN 1994-1-1:2004 também são aplicáveis apenas a seções totalmente e parcialmente revestidas e pilares preenchidos com seção circular ou retangular. Além disso, restringe a elementos constituídos por perfis de aços com resistências ao escoamento entre 235 MPa e 460 MPa e concretos das classes de resistência entre C20/25 e C50/60.

Segundo este código normativo deve-se verificar a capacidade resistente do elemento, a resistência à instabilidade local, a resistência ao cisalhamento e a região de introdução de forças. São apresentados dois métodos para verificação da capacidade resistente do elemento: o Método geral e o Método simplificado.

O “Método geral” é assim chamado por poder ser aplicado para seções em geral, mesmo quando a seção transversal é assimétrica e não uniforme ao longo do comprimento do pilar. Neste método deve-se realizar uma análise de estabilidade considerando-se de forma explícita a não linearidade geométrica e física, bem como considerar os efeitos das tensões residuais e instabilidades locais. Para isto é necessária a utilização de ferramentas computacionais com softwares adequados à realização deste tipo de análise estrutural.

Como simplificação, os efeitos de tensões residuais e imperfeições geométricas podem ser substituídos por uma imperfeição geométrica equivalente como indicado Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Curvas de dimensionamento e imperfeições geométricas para as principais seções

Seção Transversal	Limites	Eixo de Flambagem	Curva de Flambagem	Imperfeições do perfil
Totalmente revestida com concreto 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Parcialmente revestida com concreto 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Tubular circular e retangular preenchidas com concreto 	$\frac{A_s}{A_c} \leq 3\%$	Qualquer	a	$L/300$
	$3\% < \frac{A_s}{A_c} \leq 6\%$	Qualquer	b	$L/200$

Fonte: Adaptado de BS EN 1994-1-1:2004

Já o método simplificado é aplicável apenas a pilares mistos duplamente simétricos, de seção transversal constante ao longo do comprimento. Este método também tem algumas limitações de aplicabilidade, como limite para o índice de esbeltez reduzido, dimensão da seção transversal. A Tabela 3.3 sintetiza os valores dos limites normativos para utilização dos métodos simplificados da ABNT NBR 8800:2008 e BS EN 1994-1-1:2004. Nota-se grande similaridade entre as duas normas.

Tabela 3.3 – Limites normativos

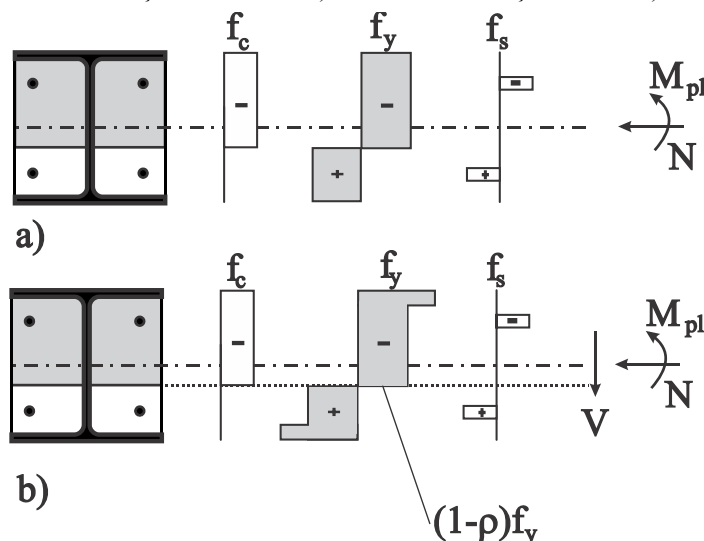
Item	Norma	Prescrição
Limite de índice de esbeltez reduzido	BS EN 1994-1-1:2004 NBR 8800:2008	$\lambda < 2$
Dimensões da seção transversal	BS EN 1994-1-1:2004 NBR 8800:2008	$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5,0$
Instabilidade local	BS EN 1994-1-1:2004	$b_f / t \leq 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ - Pilares parcialmente revestidos em MPa
	NBR 8800:2008	$b_f / t \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ - Pilares parcialmente revestidos

A força normal de plastificação para pilares mistos parcialmente revestidos é dada por:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (3.53)$$

A capacidade resistente da seção transversal para o efeito combinado de força normal e momento fletor é obtida por meio de diagramas de interação M-N calculado assumindo blocos de tensão retangulares como indicada Figura 3.8– (a).

Figura 3.8 – Tensões na seção transversal a) sem efeito da força cortante b) com efeito da força cortante



Fonte: Adaptado de BS EN 1994-1-1:2004

Além disso, a força cortante deve ser levada em conta na obtenção do diagrama de interação se a força cortante atuante exceder em 50% o valor da força cortante resistente da seção de aço dada pela Equação (3.54). A resistência à tração do concreto deve ser desconsiderada.

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v(f_{yd}/\sqrt{3})}{1,0} \quad (3.54)$$

Outra simplificação permitida pela norma europeia é a utilização de uma curva de interação composta por um diagrama poligonal (semelhante à curva que se obtém pelo Método de Cálculo II da NBR 8800:2008).

A BS EN 1994-1-1:2004 exige que os esforços solicitantes nos elementos sejam obtidos por uma análise elástica de segunda ordem. Nesta análise a determinação dos esforços internos deve ser feita utilizando o valor de projeto da rigidez à flexão efetiva (estimado por meio da equação (3.55)).

$$(EI)_{eff} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_c I_c) \quad (3.55)$$

onde,

K_0 – fator de calibração igual a 0,9;

$K_{e,II}$ – fator de correção igual a 0,5.

O fator de correção leva em conta a redução do módulo de elasticidades do concreto devido ao seu comportamento não linear.

Além disso, exige que os efeitos de fluência na rigidez à flexão devem ser levados em conta de modo simplificado substituindo o valor do módulo de elasticidade pelo valor reduzido dado pela Equação (3.11).

Entretanto, a norma europeia também permite que os efeitos de segunda ordem sejam considerados de modo simplificado por meio de uma amplificação dos momentos de primeira ordem. Para esta simplificação deve-se multiplicar o maior momento de primeira ordem pelo fator k .

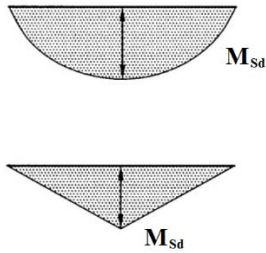
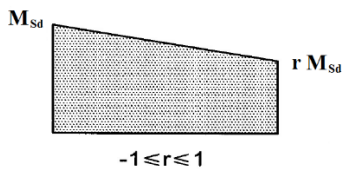
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{sd}/N_e} \quad (3.56)$$

onde,

N_e – normal crítica de Euler;

β – fator que leva em consideração a distribuição de momento fletor no pilar dado pela Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Fator β para determinação de momentos de segunda ordem

Distribuição do Momento fletor	Fator β	Comentário
	<p>Momento de primeira ordem devido às imperfeições do elemento ou cargas laterais</p> <p>$\beta = 1$</p>	<p>M_{Sd} é o máximo momento fletor ao longo do comprimento do pilar ignorando os efeitos de segunda ordem.</p>
	<p>Momentos no topo e na base:</p> <p>$\beta = 0,66 + 0,44r$</p> <p>mas, $\beta \geq 0,44$</p>	<p>M_{Sd} e rM_{Sd} são os momentos no topo e na base obtidos por uma análise em primeira ou segunda ordem</p>

Fonte: Adaptado de BS EN 1994-1-1:2004

Os elementos submetidos por compressão axial devem respeitar a relação:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.57)$$

onde $N_{pl,Rd}$ é dado pela Equação (3.53).

Vale salientar que este método utilizando curvas europeias de dimensionamento (flambagem) para pilares de aço, nas quais as imperfeições são consideradas de modo implícito.

Já para verificação de elementos flexo-comprimidos deve-se utilizar a relação:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Sd}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (3.58)$$

onde,

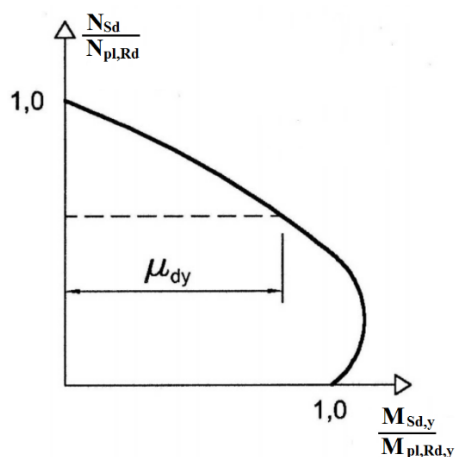
M_{Sd} – maior momento fletor calculado de acordo com o supracitado considerando as imperfeições e efeitos de segunda ordem;

$M_{pl,N,Rd}$ – momento de plastificação resistente devido à interação com a força normal;

$M_{pl,Rd}$ – momento de plastificação dado pelo ponto B;

μ_d – fator que relaciona o momento fletor e a força normal atuantes como indicado na

Figura 3.9.

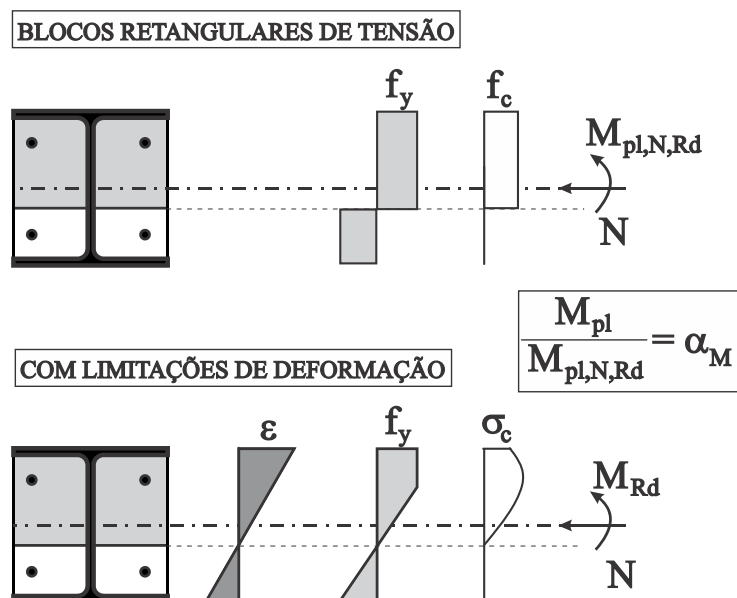
Figura 3.9 – Fator μ_d 

Fonte: BS EN 1994-1-1:2004

Finalmente, o fator α_M assume valores de 0,9 para aços das classes S235 e S355, e valores de 0,8 para aços da classe S420 e S460.

Como supracitado, o método simplificado apresentado pelo BS EN 1994-1-1:2004 assume que ocorre a plastificação total da seção transversal (consideração de blocos de tensão retangulares) e com isto negligencia o gradiente de deformações. Essas limitações de deformação do concreto fazem com que grandes áreas do perfil de aço permaneçam no regime elástico como indicado na Figura 3.10 (BERGMANN; HANSWILLE, 2006).

Figura 3.10 – Comparação da distribuição de tensões assumindo plastificação total da seção e considerando limitações de deformação.



Fonte: Bergmann e Hanswille (2006)

A influência do real gradiente de deformação e as limitações de deformações no concreto são consideradas por meio da redução do máximo momento fletor utilizando o coeficiente α_M . Segundo Bergmann e Hanswille (2006), quando se utiliza aços com grandes resistências e há valores significativos de momento fletor atuando ao longo do comprimento do pilar, o valor obtido para a capacidade resistente à flexão pelo método simplificado pode divergir dos valores calculados por análises utilizando elementos finitos, obtendo-se valores que podem estar contra a segurança. Desta forma, nestes casos deve-se considerar uma redução maior na capacidade resistente à flexão, o que pode ser feito utilizando o fator α_M igual a 0,8.

A filosofia de projeto de pilares mistos da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 é muito similar à norma europeia BS EN 1994-1-1:2004. Os procedimentos de cálculo do Modelo II prescritos pela norma brasileira são semelhantes ao Método simplificado da BS EN 1994-1-1:2004. A diferença surge apenas em alguns coeficientes como, por exemplo, nos coeficientes de minoração das resistências dos materiais e no coeficiente que considera a parcela do confinamento em pilares preenchidos. Outra diferença a destacar é que a norma brasileira, diferentemente da europeia, traz também a possibilidade de verificar a interação momento-força normal via Modelo I.

A Tabela 3.5 e Tabela 3.6 apresentam a comparação entre as normas supracitadas nos procedimentos para obter a força normal resistente de cálculo e equações (diagramas) de interação entre força normal e momento fletor, respectivamente.

Tabela 3.5 – Cálculo da força axial resistente de cálculo

Norma	Procedimento de Cálculo
BS EN 1994-1-1:2004	$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + \left(1 + \eta_c + \frac{t}{D} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) 5 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ Pilares Preenchidos de seção circular, com $\lambda < 0,5$ e $e/D < 0,1$ $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ - Demais seções $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1,0 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ - Pilares Preenchidos
ABNT NBR 8800:2008	$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,95 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ - Seções preenchidas $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ - Demais seções

Tabela 3.6 – Interação entre força normal e momento fletor

Norma	Procedimento de Cálculo
BS EN 1994-1-1:2004	$N_{sd} = \chi N_{pl,Rd}$ $\frac{M_{x,Sd}}{\mu_{dx} M_{pl,x,Rd}} \leq 0,9 \text{ e } \frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq 0,9$ <p>para aços com resistências ao escoamento de 235 a 460MPa</p>
ABNT NBR 8800:2008	<p><i>Modelo I</i></p> <p>Para $N_{sd} \geq 0,2N_{pl,Rd}$: $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$</p> <p>Para $N_{sd} \leq 0,2N_{pl,Rd}$: $\frac{N_{sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$</p>
	<p><i>Modelo II</i></p> $N_{sd} = \chi N_{pl,Rd}$ $\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0$

Nota-se pela Tabela 3.6 que as equações do Modelo de cálculo II da ABNT NBR 8800:2008 e da BS-EN-1994-1-1:2004 são análogas.

3.5 Pesquisas relacionadas

Várias pesquisas buscaram avaliar a representatividade da capacidade resistente dos pilares mistos por meio dos modelos simplificados das normas. Entre estas podemos citar o trabalho de Lelkes e Gramblička (2013), Valach e Gramblička (2007), Gramblička e Matiaško (2009), Oh et. al (2006) e Ellobody e Grazy (2012).

Lelkes e Gramblička (2013) avaliaram o comportamento mecânico de um total de 18 pilares mistos parcialmente revestidos com comprimento de 3 m e 4 m e seção transversal HEA200 e HEA280. Os pilares foram submetidos a flexo-compressão com excentricidades de 30 a 80 mm. O objetivo principal deste trabalho foi a análise teórica dos efeitos de segunda ordem nos pilares mistos, em especial nos esbeltos. Como já citado, a BS-EN-1994-1-1:2004 apresenta um método simplificado para consideração dos efeitos de segunda ordem em concretos de classes C20 a C50 (amplificação dos esforços pelo fator k) e o Método Geral aplicável também a concretos de alta resistência.

A partir dos valores obtidos experimentalmente e pelo método geral os autores estimaram o valor do fator k e compararam estes ao valor do fator k dado pela Equação (3.56) presente na BS-EN-1994-1-1:2004. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Valores do fator k

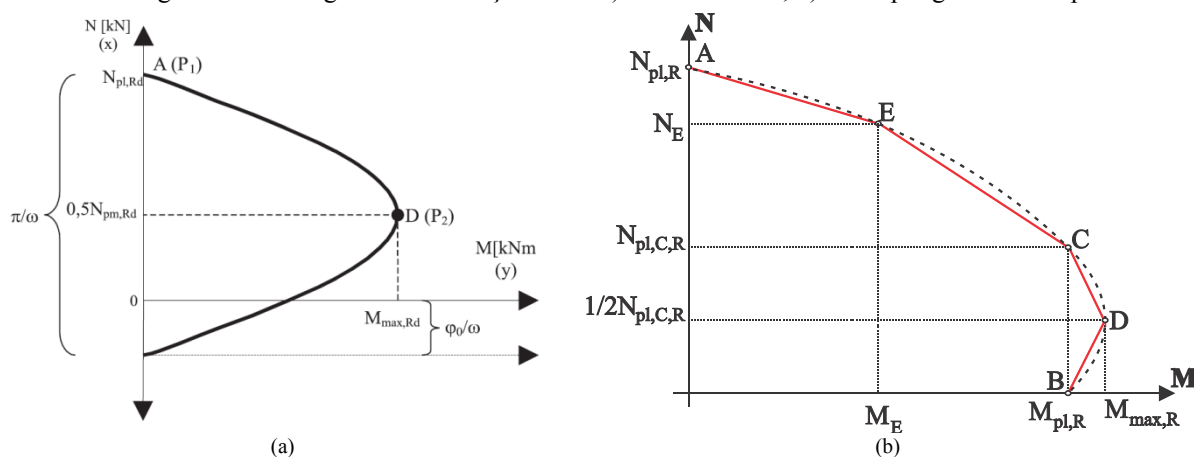
Força Normal	S1-1	S1-2	S1-3	S2-1	S2-2	S2-3
Experimental	1,336	1,395	1,323	1,544	1,755	1,673
Método Simplificado	1,364	1,418	1,336	1,690	1,705	1,689
Método Geral	1,300	1,354	1,267	1,671	1,679	1,655

A partir da comparação entre os dois métodos verificou-se que há boa correlação entre os resultados com uma diferença média de 3%. Além disso, percebeu-se, pelos resultados experimentais, que o método simplificado é aplicável também a concretos de alta resistência.

Como apresentado anteriormente a construção do diagrama de interação momento fletor – força normal pode ser feita por meio de pontos de interesse como indicado Figura 3.2. A determinação do *Ponto B* (momento de plastificação total) requer a determinação previa da posição da linha neutra plástica o que é um processo trabalhoso. Neste sentido, Valach e Gramblička (2007) buscaram uma solução simplificada para determinação do *Ponto B*, substituindo a curva poligonal por uma curva senoidal dada pela Equação (3.59).

$$M_{sin} = M_{max,Rd} \cdot \sin\left(\pi \frac{N_{pl,C,Rd} - N - N_{pl,Rd}}{N_{pl,C,Rd} - 2 \cdot N_{pl,Rd}}\right) \quad (3.59)$$

Figura 3.11 – Diagrama de interação M-N: a) curva senoidal; b) curva poligonal com o ponto E.



Fonte: Adaptado de Valach e Gramblička (2007).

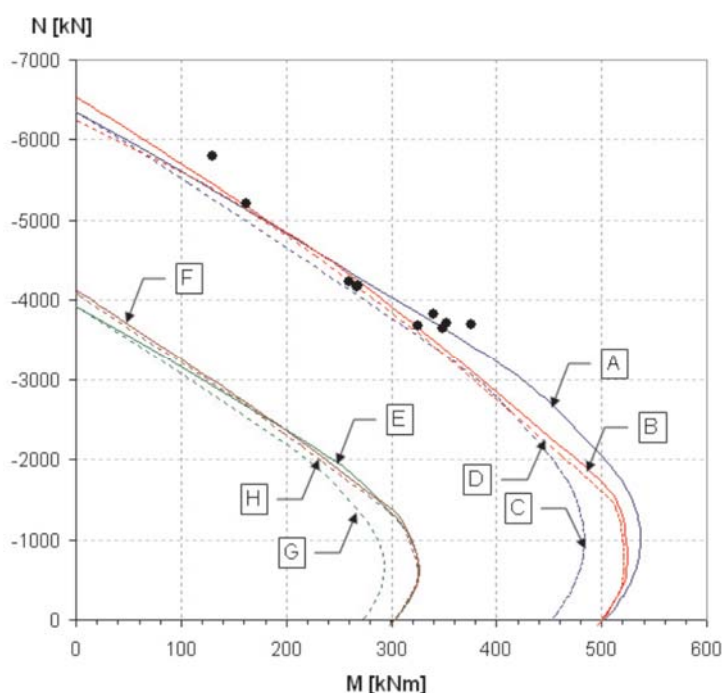
Além disso, os autores analisaram o efeito e a necessidade da introdução do ponto E na curva poligonal de interação momento fletor – força normal descrita pela BS-EN-1994-1-1:2004 (Figura 3.11) e propuseram relações aproximadas para obtenção da posição do *Ponto E* utilizando regressão linear.

Valach e Gramblička (2007) desenvolveram uma planilha utilizando o Mathcad no qual 150 exemplos de pilares mistos foram avaliados pelos três métodos simplificados (diagrama poligonal com e sem a consideração do ponto E e diagrama senoidal) e pelo método geral

apresentado na BS-EN-1994-1-1:2004. Os autores observaram que é possível substituir a curva poligonal pela curva senoidal e que a utilização do Ponto E na curva poligonal melhora os resultados obtidos.

Em complemento, os autores desenvolveram um programa experimental composto por 12 pilares parcialmente revestidos com seção HEA 280 e concretos de classes C30/37. A Figura 3.12 apresenta a comparação entre os resultados experimentais e obtidos pelos modelos em análise.

Figura 3.12 – Diagrama de interação por Valach e Gramblička (2007)



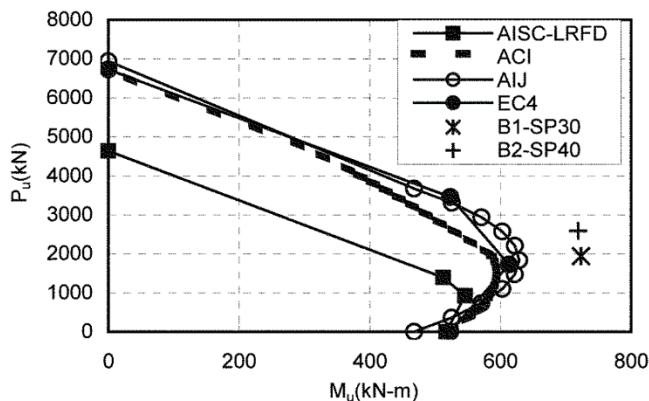
- A – Diagrama de interação plástico com as propriedades do material medidas $\alpha_M = 1,0$
- B – Diagrama de interação elasto-plástico (parábola retângulo) com as propriedades dos materiais medidas
- C – Diagrama de interação plástico com as propriedades dos materiais medidas $\alpha_M = 0,9$
- D – Diagrama de interação elasto-plástico (bilinear) com as propriedades dos materiais medidas
- E – Diagrama de interação plástico com as propriedades obtidas de acordo com a norma $\alpha_M = 1,0$
- F – Diagrama de interação elasto-plástico (parábola retângulo) com as propriedades dos materiais de acordo com a norma
- G – Diagrama de interação plástico com as propriedades dos materiais de acordo com a norma $\alpha_M = 0,9$
- H – Diagrama de interação elasto-plástico (bilinear) com as propriedades dos materiais de acordo com a norma
- – Valores máximos de força normal e momento fletor obtidos experimentalmente

Fonte: Valach e Gramblička (2007)

Os autores observaram que as imperfeições iniciais medidas eram muito menores que os valores dados pela BS-EN-1994-1-1:2004. Além disso, verificaram que o método geral fornece um valor de capacidade resistente menor que o fornecido pelo método simplificado, especialmente para os casos de compressão simples. Finalmente, os resultados experimentais demonstraram que o cálculo do fator k produz bons resultados.

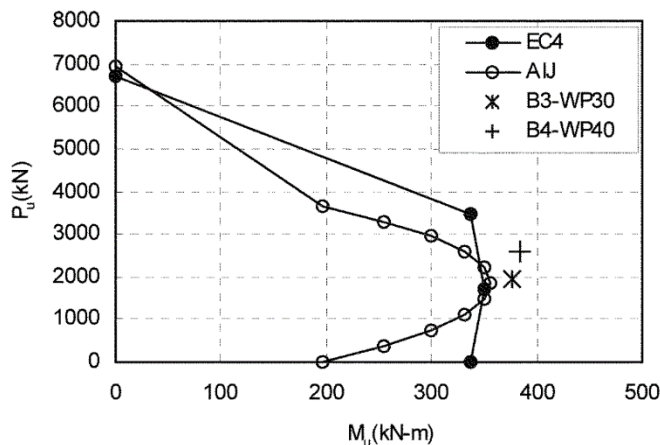
O programa experimental realizado por Oh et. al (2006) e composto por pilares mistos parcialmente revestidos formados por perfis metálicos não compactos foi apresentado no item 2.4 do Capítulo 2. Além da investigação experimental, os autores realizaram uma comparação entre os resultados experimentais e vários códigos normativos: AISC, 1999; ACI, 2002; AIJ, 1987; e BS-EN-1994-1-1:2004 (Figura 3.13 e Figura 3.14).

Figura 3.13 – Diagrama de interação para flexão no eixo de maior inércia por Oh et. al (2006)



Fonte: Oh et. al (2006)

Figura 3.14 – Diagrama de interação para flexão no eixo de maior inércia por Oh et. al (2006)



Fonte: Oh et. al (2006)

Observou-se que para todos os exemplares analisados os valores de força e momento fletor máximos obtidos experimentalmente eram superiores aos obtidos pelos procedimentos de cálculo dos diversos códigos normativos. Além disso, nota-se pela Figura 3.13 que os valores fornecidos pelo AISC 1999 para a capacidade resistente são os mais conservadores. Logo, os autores afirmam que estes códigos normativos conseguem estimar satisfatoriamente os valores de capacidade resistente de pilares compostos por perfis de chapa fina.

3.6 Considerações Finais

Este Capítulo apresentou os procedimentos normativos para dimensionamento de pilares mistos segundo a norma brasileira – ANBT NBR 8800:2008 – e pela norma europeia – BS EN 1994-1-1:2004. Verificou-se que os modelos simplificados de cálculo apresentados por ambas são bastante semelhantes. Destaca-se como pontos divergentes:

- a) Consideração sobre o acréscimo em $N_{pl,Rd}$ devido ao confinamento do concreto: A ABNT NBR 8800:2008 considera que para seções circulares preenchidas o coeficiente α , que multiplica a parcela resistente do concreto, seja igual a 0,95 em vez de 0,85. Já a BS EN 1994-1-1:2004 considera que este coeficiente seja igual a $\left(1 + \eta_c + \frac{t f_y}{D f_{ck}}\right)$ para seções circulares com $\lambda < 0,5$ e $e/D < 0,1$ e seja igual a 1,0 para as demais seções preenchidas. Portanto o valor obtido pela BS EN 1994-1-1:2004 pode ser ligeiramente superior ao obtido pela ABNT NBR 8800:2008;
- b) Estimativa do fator de redução χ : Cada uma das normas possui suas próprias equações para estimativa de χ em função do valor de λ ;
- c) Fator de redução do momento de plastificação na equação de interação:
Na ABNT NBR 8800:2008 o momento de plastificação é reduzido sempre multiplicando seu valor por 0,9, sendo a norma aplicável a aços com $f_y \leq 450 \text{ MPa}$. Na BS EN 1994-1-1:2004 pode-se observar que esta redução também é feita, porém é função do valor do coeficiente α_M . Este coeficiente vale 0,9 apenas para aços das classes S235 e S355, sendo igual a 0,8 para os aços das classes S420 e S460.
Viu-se que este fator está associado às limitações de deformação do concreto. Assim, muitas áreas não atingiram a plastificação total e conseqüentemente o valor de momento fletor resistente obtido será menor.

Apresentaram-se também as comparações dos métodos teóricos com resultados experimentais de alguns pesquisadores da área. Os autores verificaram que os métodos simplificados produzem resultados satisfatórios.

4 Programa Experimental

4.1 Considerações Iniciais

Descreve-se neste Capítulo a metodologia e resultados obtidos nos ensaios experimentais. Além disso, são apresentadas as conclusões sobre o comportamento estrutural dos PMPR observados experimentalmente, de acordo com cada uma das três configurações propostas neste trabalho.

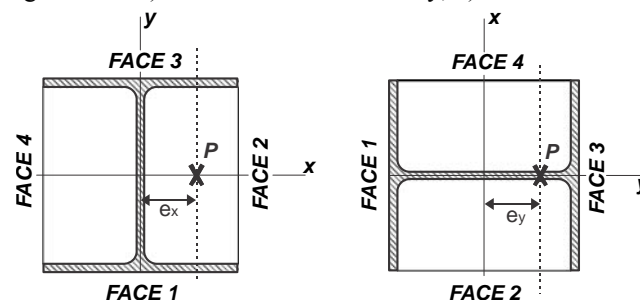
4.2 Descrição do Programa

O programa experimental é composto por três partes: a caracterização dos materiais utilizados, a caracterização da interface aço-concreto por meio de ensaios do tipo push-out e finalmente, a caracterização do comportamento dos pilares curtos e medianamente esbeltos submetidos a esforços de compressão simples e flexo-compressão. Em contraponto a palavra curto os pilares da série S2 serão denominados no texto como esbeltos.

As variáveis estudadas são:

- Esbeltez do pilar: série S1 ($\lambda_{0m} = 0,5$) e série S2 ($\lambda_{0m} = 0,83$), aqui representadas pelos índices de esbeltez reduzida;
- Solicitação: compressão simples e compressão excêntrica aplicada em um dos -dois eixos principais de inércia - Figura 4.1;
- Utilização de armadura: avaliação da eficiência de armaduras convencionais e alternativas como a tela soldada e fibras de aço;
- Aderência aço-concreto: presença e ausência de armadura discreta e com concreto com adição de fibras de aço.

Figura 4.1 – a) flexão em torno do eixo y; b) flexão em torno do eixo x



Fonte: Próprio autor

O programa experimental desenvolvido envolveu 19 exemplares de pilares parcialmente revestidos submetidos a compressão axial e a flexo-compressão (Série piloto, Série 1 e 2) e quatro exemplares adicionais para avaliação da resistência ao cisalhamento direto mediante testes de push-out (Série PO) como sintetizado na Tabela 4.1. Os exemplares da Série 1 tem índice de esbeltez reduzida igual a 0,5 e os da Série 2, índice de esbeltez reduzida igual a 0,83. A realização de uma Série Piloto teve o objetivo de identificar os pontos críticos do ensaio e, assim, definir as características dos modelos e ensaios definitivos.

Tabela 4.1 – Exemplares ensaiados no programa experimental

Série	Exemplar	Perfil de aço	Eixo de flexão	e (mm)	Comprimento (mm)	Tipo de Armadura	Tipo de Concreto
<i>Piloto</i>	P1	W 152x22,5	x	25	2000	-	com fibras
	P2	W 152x22,5	y	25	2000	-	com fibras
	P3	W 152x22,5	y	25	2000	Convencional	Convencional
	P4	W 152x22,5	y	25	2000	-	Convencional
<i>S1</i>	C-01	W 152x22,5	-	0	600	Convencional	Convencional
	C-02	W 152x22,5	-	25	600	Tela	Convencional
	C-03	W 152x22,5	-	25	600	-	com fibras
	C-04	W 152x22,5	x	25	600	Convencional	Convencional
	C-05	W 152x22,5	x	25	600	Tela	Convencional
	C-06	W 152x22,5	x	25	600	-	com fibras
	C-07	W 152x22,5	y	25	600	Convencional	Convencional
	C-08	W 152x22,5	y	25	600	Tela	Convencional
	C-09	W 152x22,5	y	25	600	-	com fibras
<i>S2</i>	E-01	W 152x22,5	-	0	2000	Convencional	Convencional
	E-02	W 152x22,5	-	0	2000	Tela	Convencional
	E-03	W 152x22,5	-	0	2000	-	com fibras
	E-04	W 152x22,5	y	25	2000	Convencional	Convencional
	E-05	W 152x22,5	y	25	2000	Tela	Convencional
	E-06	W 152x22,5	y	25	2000	-	com fibras
<i>PO</i>	PO-1	W 152x22,5	-	0	600	Convencional	Convencional
	PO-2	W 152x22,5	-	0	600	-	Convencional
	PO-3	W 152x22,5	-	0	600	-	com fibras
	PO-4 (R)	W 152x22,5	-	0	600	-	com fibras

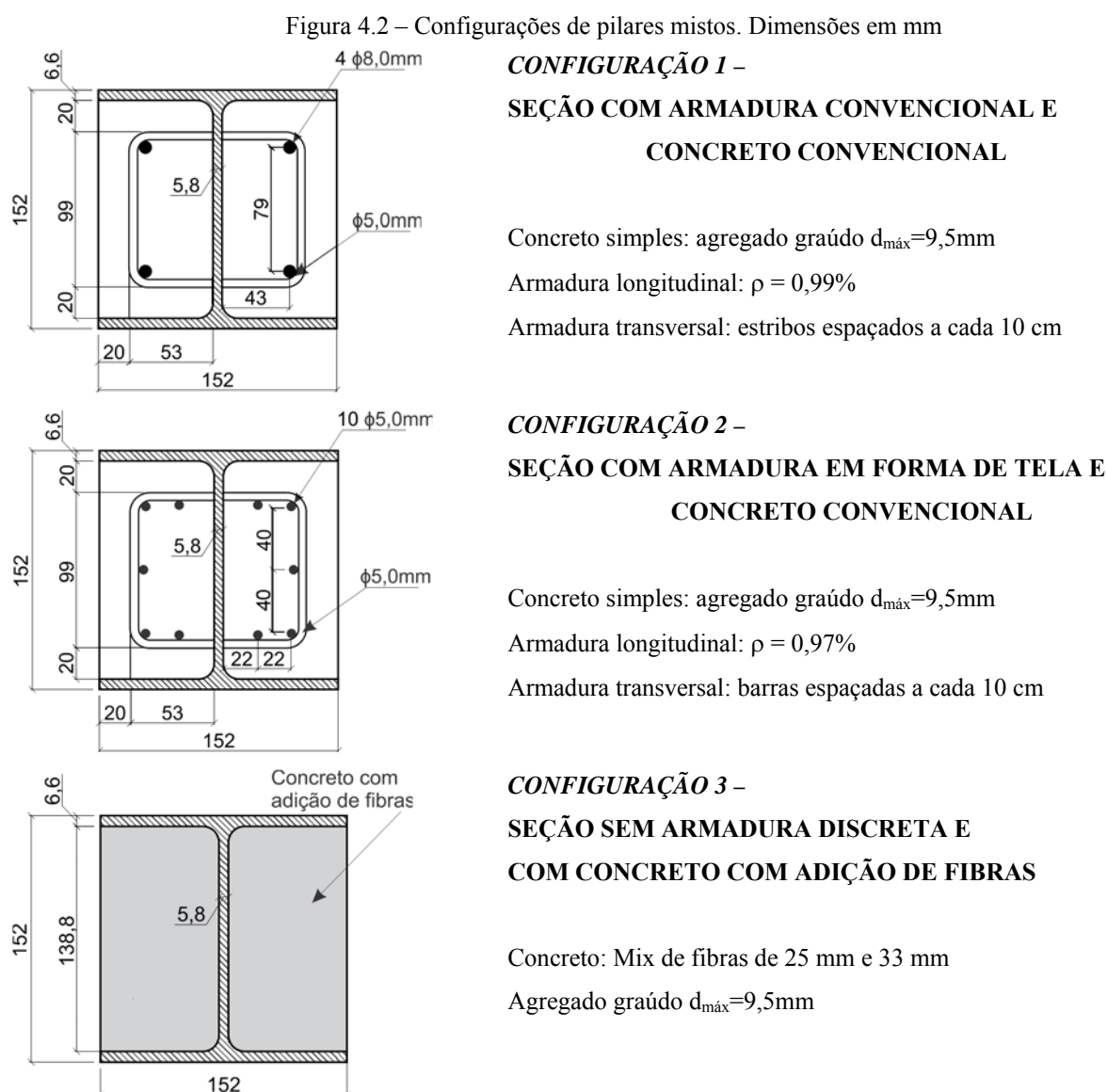
4.3 Metodologia

Nos itens 4.3.1 a 4.3.4 são apresentadas, respectivamente, a descrição dos exemplares ensaiados, a composição e dosagem do concreto e moldagem, adensamento e cura. A descrição

detalhada da instrumentação e do esquema de ensaio de cada uma das séries é apresentada nos itens específicos relacionados a cada uma das séries (itens de 4.5 a 4.8).

4.3.1 Descrição da configuração dos exemplares

Como apresentado na Tabela 4.1, foram estudados 23 exemplares de PMPR, divididos em quatro séries, com comprimentos de 60 cm e 200 cm. De acordo com as características do concreto e da armadura, identificam-se três configurações de seções transversais (Figura 4.2).



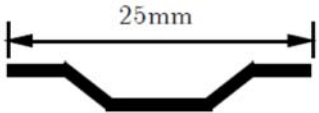
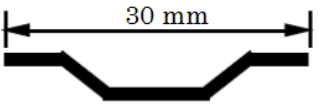
Fonte: Próprio autor

A Configuração 1 é composta por concreto convencional e armadura convencional (armadura transversal e longitudinal). A armadura longitudinal é formada por quatro barras de 8 mm de diâmetro o que corresponde a uma taxa de armadura de 0,99%. Já a Configuração 2

é composta por concreto convencional e armadura na forma de tela soldada com malha de 5 mm, cuja taxa de armadura longitudinal corresponde a 0,97%. Finalmente, na Configuração 3, a armadura discreta é eliminada e substituída por fibras de aço cujas características são apresentadas na Tabela 4.2.

Nos exemplares piloto a distribuição de estribos foi uniforme ao longo do comprimento do pilar (estribos espaçados a cada 10 cm). Entretanto, constatou-se a necessidade da utilização de uma armadura transversal mais concentrada nas extremidades do pilar. Desta forma, nas extremidades dos exemplares das séries S1 e S2 foram utilizados estribos de 5 mm de diâmetro, espaçados a cada 5 cm para todos os pilares esbeltos (S2) e 4,5cm para todos os pilares curtos (S1). Maior detalhamento das armaduras é apresentado no Apêndice A. Salienta-se que a armadura transversal é soldada no perfil metálico utilizando-se solda do tipo MIG.

Tabela 4.2 - Característica das fibras de aço

Fibras de aço	FS8 Wirand – 25 mm	RL 45/30 BN – 33 mm
<i>Formato longitudinal</i>		
<i>Diâmetro nominal</i>	0,75mm	0,65 mm
<i>Fator de forma</i>	33	48
<i>Tensão máxima de tração</i>	1100 MPa	1100 MPa
<i>Peso específico</i>	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³

Maiores detalhes sobre as características geométricas de cada uma dos exemplares são apresentadas nos itens específicos de cada uma das séries (itens de 4.5 a 4.8).

4.3.2 Materiais e dosagens utilizadas para o concreto

Para o revestimento do perfil de aço foi utilizado um concreto com resistência à compressão alvo de 40 MPa. Concretos com maiores resistências dificultariam a realização dos ensaios em pilares mistos, devido a limitações na capacidade de aplicação de força pela Máquina de ensaios. Por outro lado, resistências inferiores poderiam ser utilizadas, entretanto concretos de baixa resistência não justificariam a utilização em pilares mistos.

Um estudo de dosagem foi realizado avaliando-se a resistência, mas também a trabalhabilidade e quantidade ótima de fibras. Foram testadas misturas com fibras de 25 e 33 mm de comprimento, ambas com ancoragens nas extremidades. Para ser compatível com as dimensões das fibras, foi utilizado agregado graúdo com dimensão máxima característica de 9,5mm. Vale salientar que agregados maiores que as fibras poderiam prejudicar o desempenho

pós-fissuração pois a fissura interceptaria o agregado e se propagaria mais facilmente ao longo da interface agregado-matriz do que ao longo ou através da fibra.

As pequenas dimensões da seção transversal exigiam trabalhabilidade suficiente do concreto em estado fresco para que não se formassem nichos de concretagem. Desta forma, três misturas de fibras foram avaliadas: 100% de fibras de 25 mm, 50% de fibras de 25 mm e 30 mm; 75% de fibras de 30 mm e 25% de fibras de 25 mm. Em todos os casos não foi observado aumento da resistência da matriz com a adição das fibras, contudo a mistura que possibilitou maior trabalhabilidade com comportamento mecânico satisfatório foi o de 50% de fibras de 25 mm e 50% de fibras 30 mm de comprimento. Como para este estudo era necessário um pequeno volume de concreto, foi utilizada uma betoneira basculante com capacidade para 150 l de concreto.

O traço piloto e o traço utilizado nas séries definitivas são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Traço em massa do concreto

Composição	Traço Piloto		Traço Definitivo (Séries S1, S2 e PO)	
	<i>Sem fibras</i>	<i>Com fibras</i>	<i>Sem fibras</i>	<i>Com fibras</i>
Cimento CPV-ARI	1,00	1,00	1,00	1,00
Areia média seca ao ar	1,96	1,96	2,42	2,42
Brita 0 seca ao ar	2,24	2,24	2,58	2,58
Fator a/c	0,60	0,60	0,68	0,68
Superplastificante	-	0,3%		
Fibras aço Wirand FS8 0,75x25mm	-	0,8%	-	0,8%
Fibras aço Wirand FS3N 0,75x33mm	-	0,8%	-	0,8%
Consumo de cimento estimado (kg/m ³ concreto)	400	400	365	365


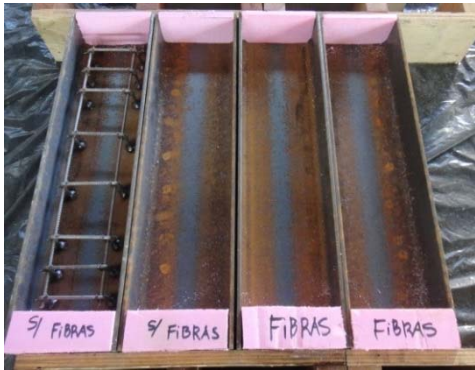

O traço utilizado para a série piloto é indicado na Tabela 4.3 e atingiu resistências à compressão de 52 MPa para o concreto sem adição de fibras (12 MPa a mais da resistência alvo) o que dificultaria a realização dos ensaios de alguns exemplares, em especial os pilares solicitados à compressão simples, pois atingiriam valores de capacidade resistente superiores a capacidade nominal da Máquina de ensaios. Este aumento de resistência pode ter ocorrido pela troca de betoneira. Devido ao maior volume de concreto nesta fase, foi utilizada uma betoneira de eixo vertical com capacidade para 300 l a qual proporciona melhor homogeneidade ao concreto e conseqüentemente maior resistência à compressão.




Para evitar problemas na confecção dos exemplares foi realizado um novo estudo de traço com menor consumo de cimento e maior consumo de areia e brita. O traço definitivo pode ser visto na Tabela 4.3.

4.3.3 *Moldagem, adensamento e cura*

Neste item, as etapas de moldagem, adensamento, cura e parte da instrumentação dos exemplares de pilares são apresentadas sucintamente (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Moldagem, adensamento, cura e instrumentação dos pilares mistos

<p>1.) Preparação dos modelos: Série Piloto, S1 e S2- colocação das chapas de topo, instrumentação e solda das armaduras;</p> <p>Série PO: Colocação das armaduras para um dos exemplares e vedações laterais com isopor</p>	<p>CHAPA DE TOPO</p>  <p>ARMADURA SOLDADA NA ALMA</p> 
<p>2.) Posicionamento dos modelos na horizontal com o lado 1 de concretagem voltado para cima</p>	

<p>3.) Lado 1: Concretagem e adensamento utilizando vibrador de agulha; Acabamento da superfície;</p>	
<p>4.) Moldagem de CPs</p>	
<p>5.) Cura dos modelos no galpão de ensaios cobertos por lona, para evitar perda prematura de água, por 7 dias</p>	
<p>6.) Posicionamento dos modelos com o lado 2 de concretagem para cima</p>	
<p>7.) Concretagem do lado 2 e adensamento utilizando vibrador de agulha; Acabamento da superfície;</p>	
<p>8.) Moldagem de CPs</p>	
<p>9.) Cura dos modelos no galpão de ensaios cobertos por lona, para evitar perda prematura de água, por 28 dias</p>	
<p>10.) Instrumentação das faces expostas do concreto</p>	

4.3.4 Dispositivos e Equipamentos

A Tabela 4.5 apresenta os principais equipamentos e dispositivos de medição utilizados na instrumentação e ensaio dos exemplares. Com este conjunto de equipamentos e instrumentação se buscou avaliar os valores de deslocamentos e deformações correspondentes à força aplicada pela Máquina de ensaios.

Tabela 4.5 – Dispositivos e equipamentos

Equipamento	Tipo	Finalidade	Marca
Máquina de ensaios servo-hidráulica	Modelo 8506	Aplicação de força de compressão com controle de deslocamento do atuador	INSTRON
Sistema de aquisição de dados	System 5000	Coleta e gravação automática dos dados	MEASUREMENTS GROUP
Extensômetros elétricos de resistência	Biaxiais	Medir deformações no aço (Série Piloto)	EXCEL
Extensômetros elétricos de resistência	Uniaxial KFG-5-120-C1-11	Medir deformações no aço (Série Definitiva)	KYOWA
Extensômetros elétricos de resistência	Uniaxial KFG-10-120-C11-11	Medir deformações no concreto	KYOWA
Transdutores de deslocamento	-	Medir deslocamentos	KYOWA

4.4 Caracterização dos materiais

Neste item são descritas a metodologia adotada para a determinação de algumas propriedades mecânicas do aço do perfil, da armadura e do concreto, bem como os resultados obtidos.

4.4.1 Concreto

De acordo com o escopo do trabalho foram elencadas algumas propriedades do concreto para serem determinadas experimentalmente, são elas: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e energia de fraturamento à compressão. Estas propriedades são as fundamentais para descrever o comportamento do concreto no modelo numérico e foram avaliadas por meio de corpos de provas (CPs) moldados a cada concretagem realizada (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 – Caracterização do concreto

Nº de CPs	Tipo de CP	Tipo de Ensaio
3	Cilíndrico (10x20)	Compressão e Energia de fraturamento à compressão Módulo de Elasticidade (Ensaio não destrutivo)
3	Cilíndrico (10x20)	Compressão Diametral (Tração)

O concreto em estado fresco foi avaliado de modo qualitativo. Para avaliar a trabalhabilidade foi realizado o ensaio de abatimento de troco de cone antes de cada concretagem. Os ensaios de compressão simples e compressão diametral foram realizados utilizando a Máquina hidráulica elétrica da marca ELE Internacional (Figura 4.3–(a)).

Figura 4.3 – a) Máquina de ensaios ELE; b) Sonelastic.



Fonte: Próprio autor

Já os ensaios não destrutivos foram realizados utilizando os equipamentos da Sonelastic® indicados na Figura 4.3 – (b). Com ensaios não destrutivos foi possível avaliar o módulo de elasticidade dinâmico, e a partir deste estimar o módulo estático.

Os valores das propriedades médias do concreto (média das propriedades do concreto do lado 1 e do lado 2) são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Propriedades do concreto

Traço	Concreto	Abatimento (cm)	Resistência Média		Módulo de Elasticidade (GPa)
			Compressão (MPa)	Tração (MPa)	
Série Piloto	sem fibras	13,50	52	3,23	42
	com fibras	20,00	46	4,40	39
Série Definitiva (S1, S2 e PO)	sem fibras	22,00	36,7	2,30	26
	com fibras	14,00	34,8	3,40	27

Para a avaliação da energia de fraturamento à compressão se faz necessário o conhecimento da curva tensão vs. deformação do concreto na compressão. Para isto, foi realizado um ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto em prensa servo-controlada. Os corpos de prova foram instrumentados com um LVDT e dois

extensômetros removíveis presos por elásticos. O ensaio foi realizado com controle de deslocamento controlado pelo LVDT, utilizando uma velocidade de 0,001mm/s.

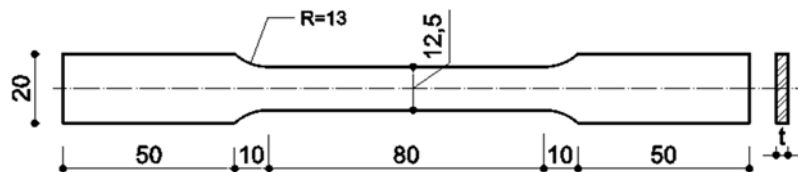
Estes resultados foram utilizados para a calibração dos modelos numéricos. Maiores detalhes destes resultados são apresentados no item 5.2.3

4.4.2 Aço do perfil

Foram adquiridos perfis I fabricados com aço ASTM A572 GR50 (NBR7007 AR350). Para certificação da qualidade e caracterização das propriedades do material, foram realizados ensaios de tração axial em três corpos de prova retirados da alma do perfil metálico.

O corpo de prova possui comprimento inicial de 200 mm; outras dimensões podem ser verificadas na Figura 4.4. Para o ensaio foram utilizadas duas garras para fixação do corpo de prova e um extensômetro removível para leitura das deformações. O esquema de ensaio é indicado na Figura 4.5. O ensaio seguiu as recomendações da ABNT NBR ISSO 6892-1:2013.

Figura 4.4 – Dimensões do corpo de prova de aço



Fonte: Próprio autor

Figura 4.5 – Caracterização mecânica do aço dos perfis



Fonte: Próprio autor

Tabela 4.8 – Propriedades mecânicas do aço do perfil

Material	Resistência ao escoamento (MPa)	Resistência última (MPa)
1	380.3	520.5
2	384.4	524.6
3	391.7	524.8
Média	385.5	523.3

4.4.3 Barras de aço da armadura

Amostras de 100 cm de comprimento foram utilizadas para a caracterização das armaduras convencionais e das barras da tela de aço. Os ensaios de tração seguiram as recomendações da ABNT NBR 6892-1:2013. Para o ensaio foi utilizada uma máquina de ensaios universal com capacidade nominal de 1500kN.

Tabela 4.9 – Resistência ao escoamento para as barras de aço (MPa)

Amostra	ϕ 5,0mm	ϕ 8,0mm
1	674	517
2	687	531
Média	680	524

A seguir, para cada série ensaiada, são apresentadas a geometria, instrumentação, condições de vinculação, esquema de ensaio e resultados.

4.5 Série Piloto

Os ensaios da Série Piloto buscaram identificar pontos críticos do ensaio e, assim, possibilitar a adequação do número de exemplares, do valor de excentricidade, do eixo de flexão e da instrumentação em cada caso de estudo. Além disso, avaliar a influência da presença ou não de armadura na execução do ensaio. A Tabela 4.10 apresenta as configurações dos exemplares da série Piloto.

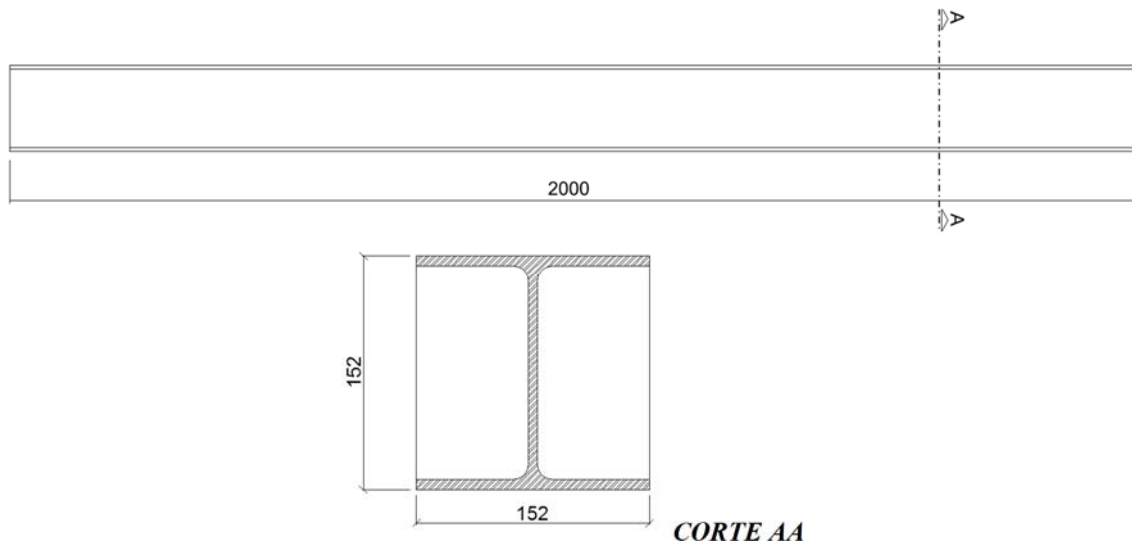
Tabela 4.10 – Exemplares ensaiados na Série Piloto

Exemplar	Perfil de aço	Eixo de flexão	e (mm)	l (mm)	Tipo de Armadura	Tipo de Concreto	Resistência à Compressão (MPa)
P1	W 152x22,5	x	25	2000	-	com fibras	46
P2	W 152x22,5	y	25	2000	-	com fibras	46
P3	W 152x22,5	y	25	2000	Convenc.	Convenc.	52
P4	W 152x22,5	y	25	2000	-	Convenc.	52

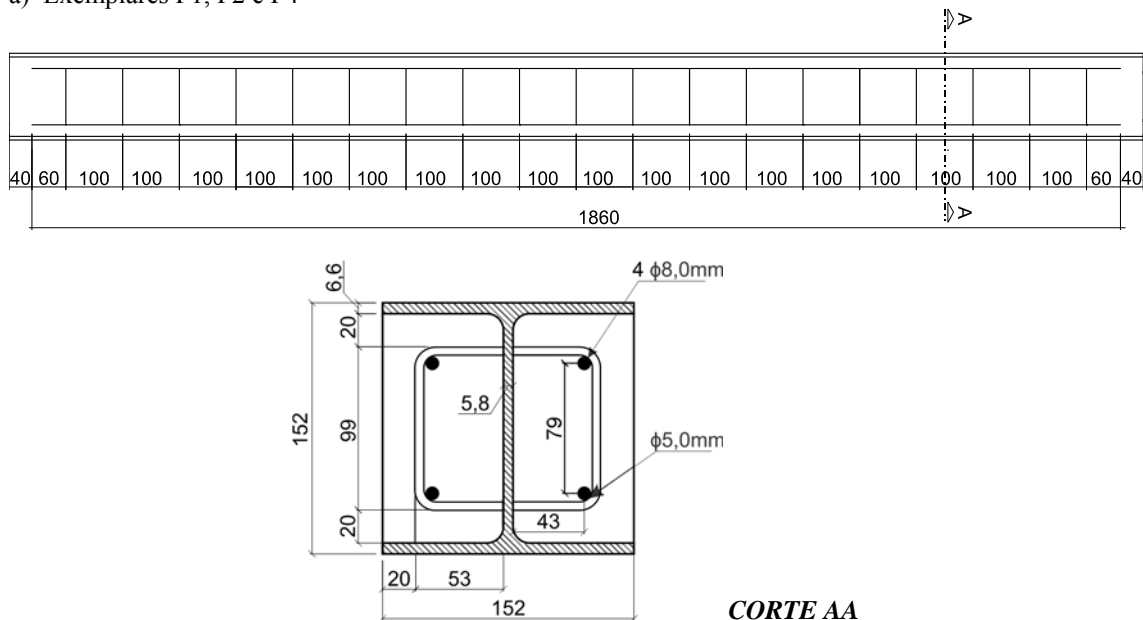
4.5.1 Geometria e instrumentação dos exemplares da Série Piloto

A Figura 4.6 apresenta as características geométricas dos exemplares da série piloto. Os exemplares P1, P2 e P4 possuem a mesma geometria alterando-se apenas o eixo de flexão e tipo de concreto. Apenas o exemplar P3 possui armaduras ancoradas ao perfil metálico, sendo os estribos igualmente espaçados ao longo de todo o comprimento do pilar.

Figura 4.6 – Geometria dos exemplares-piloto: a) P1, P2 e P4; b) P3



a) Exemplos P1, P2 e P4



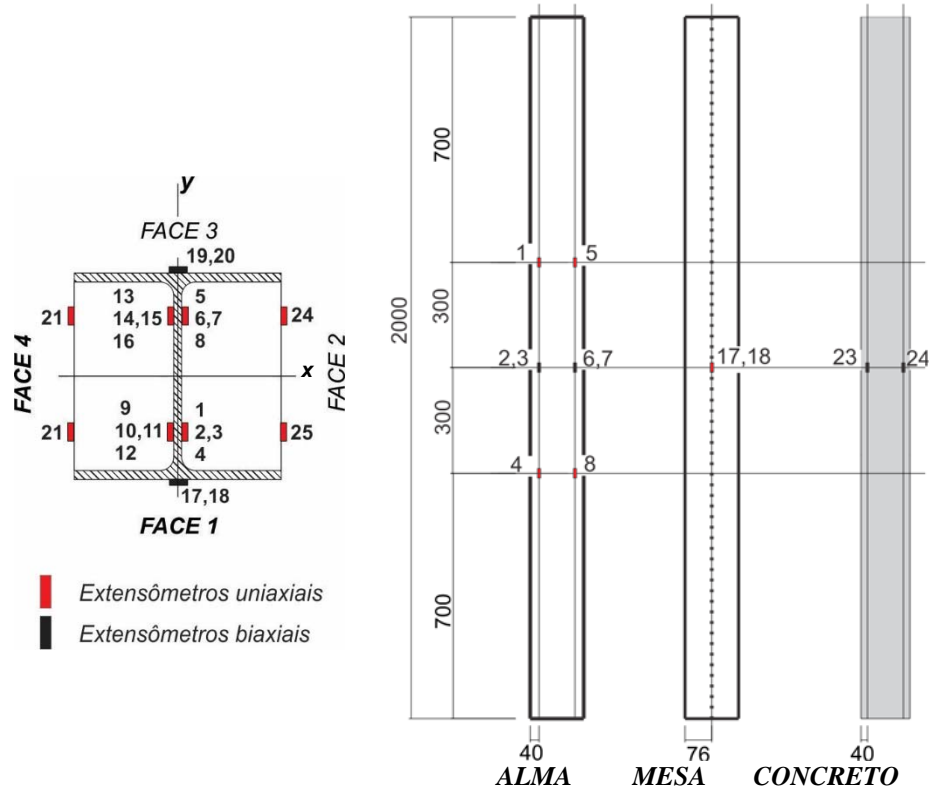
b) Exemplos P3

Fonte: Próprio autor

Os pilares foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência a fim de acompanhar a evolução das deformações com a aplicação da força de compressão excêntrica. (Figura 4.7, Figura 4.8).

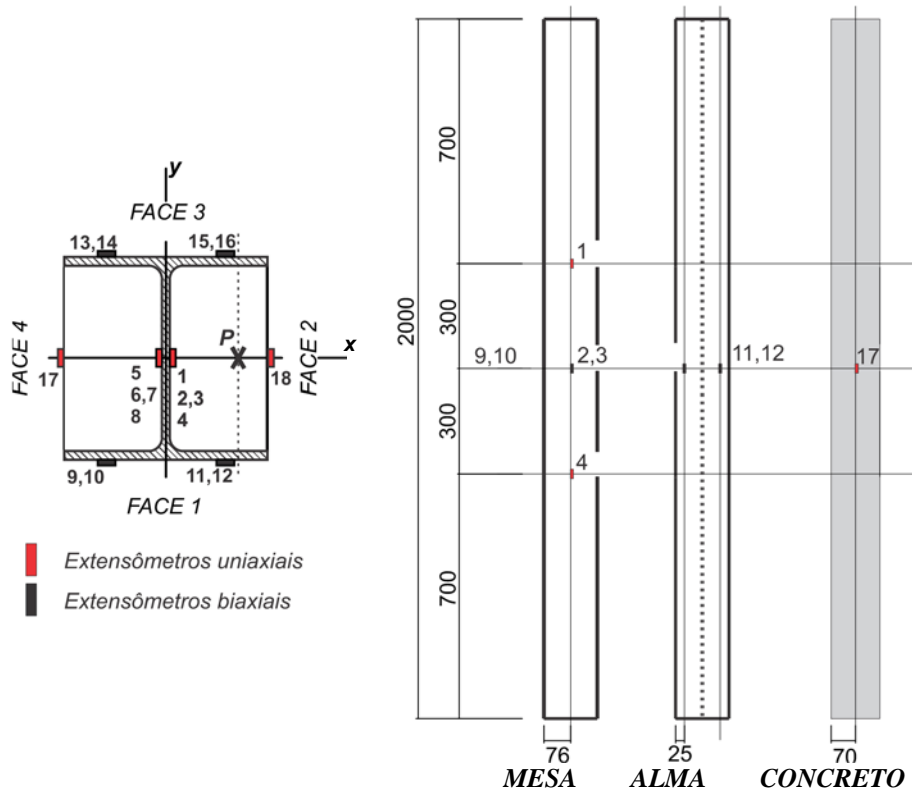
A instrumentação foi executada de acordo com a solicitação que a peça seria submetida. O exemplar piloto P3 teve também a armadura instrumentada. Um extensômetro uniaxial foi posicionado em uma das barras longitudinais a 1000 mm da base e no estribo localizado no ponto médio ao longo da altura do pilar.

Figura 4.7 – Posição dos extensômetros para pilares com flexão em torno do eixo x



Fonte: Próprio autor

Figura 4.8 – Posição dos extensômetros para pilares com flexão em torno do eixo y



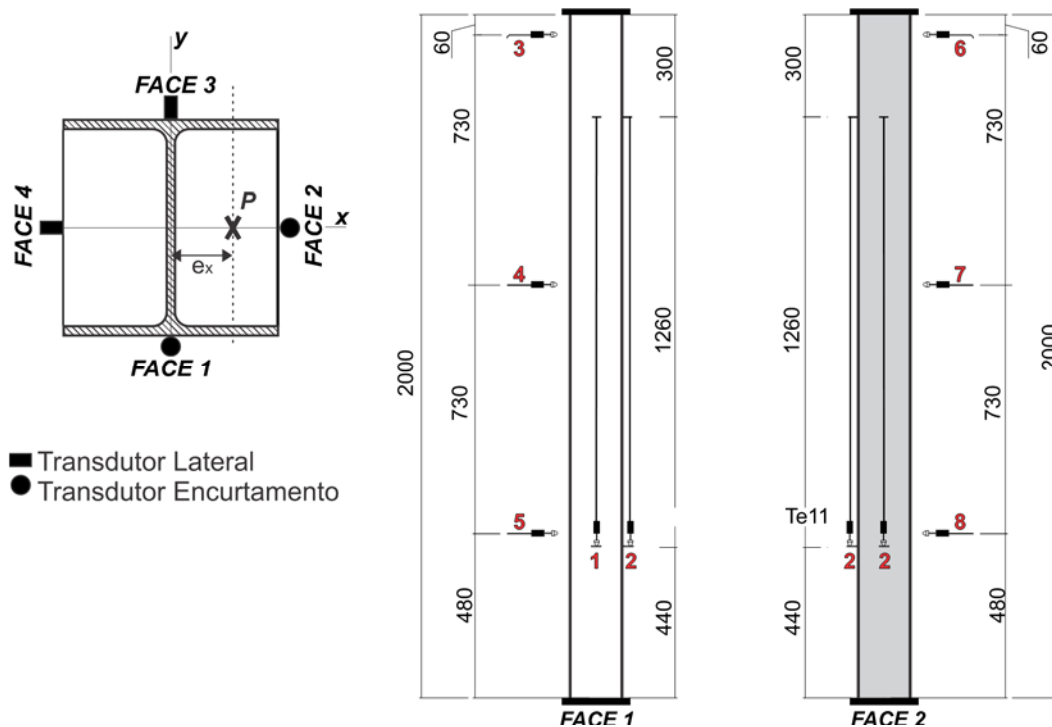
Fonte: Próprio autor

Ressalta-se que a instrumentação ocorreu em duas etapas. Na etapa anterior à concretagem, foram colados apenas os extensômetros posicionados na alma do perfil. Esses extensômetros foram protegidos com fita isolante e cola epóxi. Na segunda etapa os demais extensômetros foram colados na face externa do concreto e no perfil de aço e protegidos apenas com fita isolante.

Além disso, dois transdutores de deslocamento foram posicionados verticalmente para medida do encurtamento do pilar e três horizontalmente em duas faces perpendiculares do pilar (Figura 4.9 e Figura 4.10) para avaliar os deslocamentos laterais. Os transdutores verticais possuíam curso máximo de 25 mm e sensibilidade de 0,001 mm e os horizontais curso máximo de 100 mm e sensibilidade de 0,01 mm.

A Figura 4.9 apresenta maiores detalhes da instrumentação para registro de deslocamentos nos pilares submetidos a flexão em torno do eixo y – exemplares P2, P3 e P4.

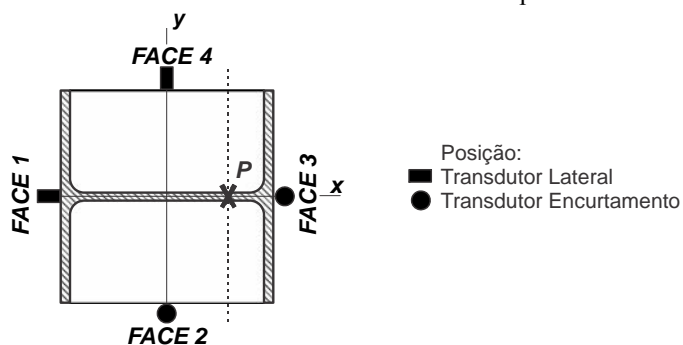
Figura 4.9 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento para a flexão em torno do eixo y



Fonte: Próprio autor

A Figura 4.10 apresenta para o exemplar-piloto P1, submetido a flexão em torno do eixo x , manteve-se o mesmo posicionamento dos transdutores de deslocamentos, com a face 2 voltada para frente.

Figura 4.10 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento para a flexão em torno do eixo x



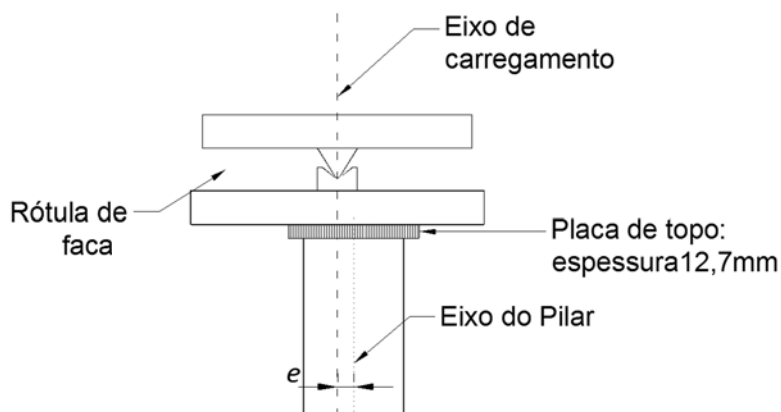
Fonte: Próprio autor

4.5.2 Condições de vinculação e esquema de ensaio

A principal dificuldade na execução de ensaios de pilares flexo-comprimidos está na definição das condições de contorno ideais que permitam avaliar a influência dos parâmetros de estudo em consonância com os recursos disponíveis e segurança na execução. No caso de pilares de alta resistência, esse problema se agrava em função da elevada intensidade da força necessária para levar o pilar à ruína. Na literatura pertinente é comum submeter os pilares a uma força pontual excêntrica, por meio de rótulas unidirecionais denominadas *knife bearings* (apoio de faca).

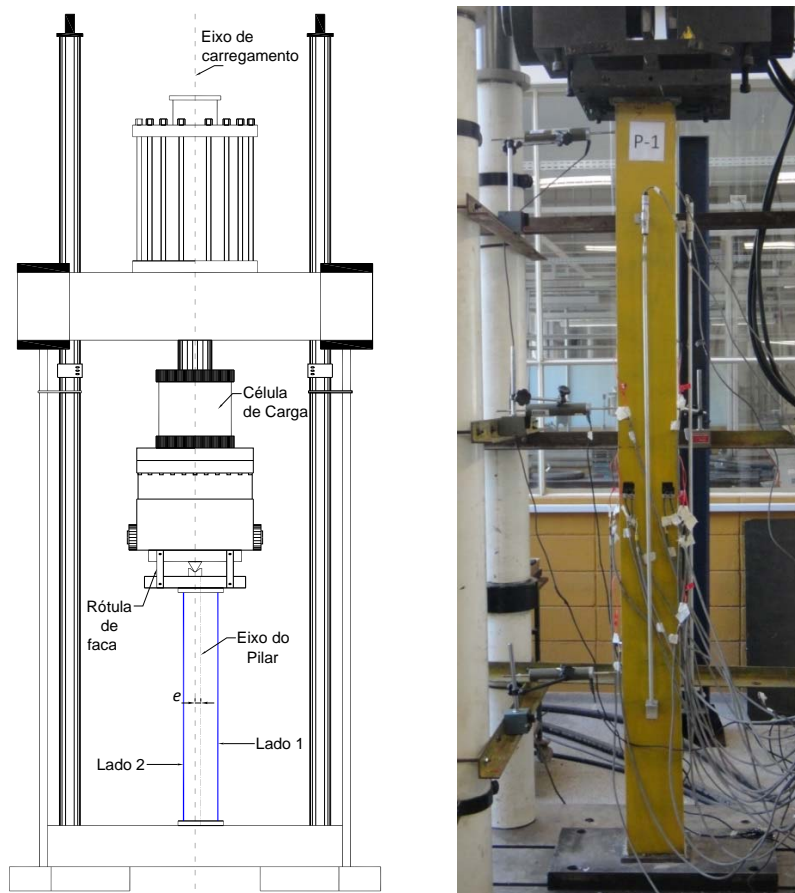
A rótula de facas utilizada no ensaio-piloto foi projetada por Lima Junior (2003) para uma força de 2000 kN e permite rotações da ordem de 15° para cada lado (Figura 4.11). A Figura 4.11 apresenta o esquema de ensaio utilizado. Este tipo de esquema de ensaio no qual apenas a face superior do pilar é rotulada já foi utilizado por outros autores como Oliveira (2008).

Figura 4.11 – Vinculação da face superior do pilar



Fonte: Próprio autor

Figura 4.12 – Esquema de ensaio da Série Piloto



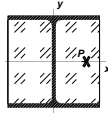
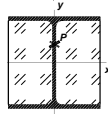
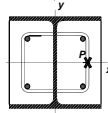
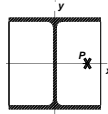
Fonte: Própria autor

Os ensaios piloto foram realizados na Máquina de Ensaio servo-controlado da marca INSTRON, modelo 8506, que tem capacidade para aplicar 2500 kN de força estática. Na Figura 4.12 é apresentado o esquema de ensaio utilizado na série piloto. O ensaio foi realizado com controle do deslocamento do atuador, utilizando uma velocidade de 0,005 mm/s.

4.5.3 Resultados

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios piloto. A Tabela 4.11 apresenta os valores de força normal máxima e momento fletor máximo obtidos experimentalmente.

Tabela 4.11 – Resultados experimentais dos ensaios-piloto

Exemplar	Características	NR (kN)	MR* (kNcm)	Modo de falha	Observação
 P1	Flexão no eixo y Concreto com fibras	1428	4859	Escoamento da mesa e esmagamento do concreto	Ruptura localizada no topo do pilar
 P2	Flexão no eixo x Concreto com fibras	1574	4678	Escoamento da alma e esmagamento do concreto	Ruptura localizada no topo do pilar
 P3	Flexão no eixo y Concreto armado	1524	4616	Escoamento da mesa e esmagamento do concreto	
 P4	Flexão no eixo y Concreto simples	1286	4289	Escoamento da mesa e esmagamento do concreto	

*Valor estimado por: $M = NR (e_i + \text{deslocamento lateral})$

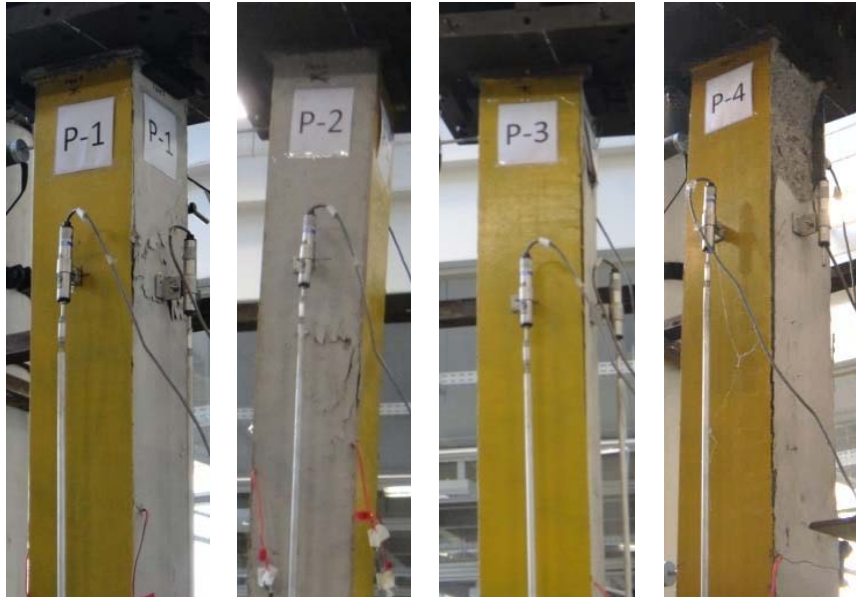
Como esperado, o exemplar P2, que foi submetido a flexão em torno do eixo de maior inércia, apresentou a maior capacidade resistente. Já dentre os pilares submetidos a flexão em torno do eixo y, o exemplar P3 apresentou o maior valor de força máxima (1524 kN). Ressalta-se que a resistência do concreto não foi a mesma em todos os exemplares: o concreto com fibras apresentou resistência aproximadamente 5MPa menor do que o concreto simples, o que pode dificultar as comparações em termos absolutos.

Em todos os casos o modo de falha observado foi o escoamento do aço do perfil em conjunto com o esmagamento do concreto na região mais comprimida. Entretanto, tendo em vista a disposição dos componentes na seção transversal e o ponto de aplicação de carregamento (excentricidade em x ou em y), o escoamento do aço ocorreu ora na mesa do perfil (excentricidade em x) ora na alma do perfil (excentricidade em y).

Na Figura 4.13 é mostrado o aspecto final dos exemplares após a realização do ensaio. Para valores de força aplicada próximos à força axial máxima resistente foi observado o descolamento do concreto das mesas do perfil nos primeiros 60 cm do pilar. Apesar dos resultados estarem dentro do esperado, nota-se que houve ruptura localizada no topo de dois exemplares, sendo mais intensa no exemplar-piloto P4. Neste exemplar foi observado descolamento repentino de uma grande porção de concreto no topo, evidenciando a importância da utilização da armadura convencional ou alternativa. Nos exemplares onde havia concreto com adição de fibras, não houve uma perda repentina de capacidade resistente nem o descolamento de porções do concreto durante o ensaio, o que sugere um efeito interessante das fibras no comportamento do concreto.

Para solucionar o problema da ruptura localizada, nos exemplares da série definitiva foram utilizados estribos adicionais no topo e na base do pilar de modo a induzir a ruptura na porção central dos exemplares das séries definitivas (ver Apêndice A).

Figura 4.13 – Aspecto dos exemplares-piloto após a ruptura



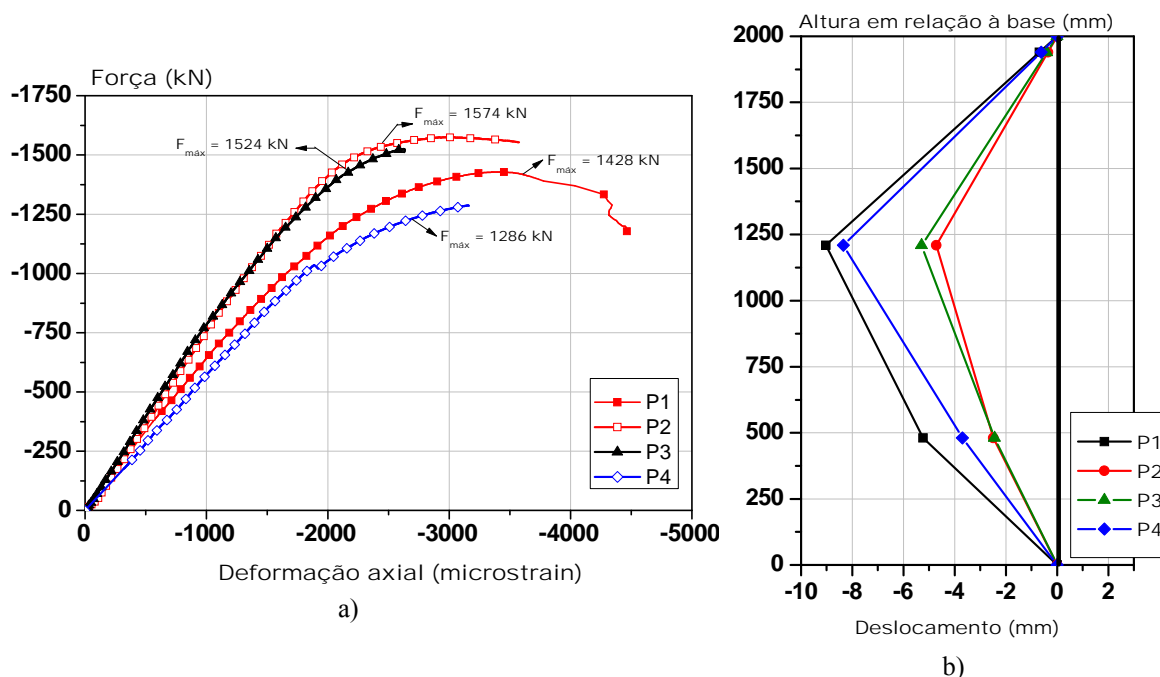
Fonte: Próprio autor

O comportamento global dos pilares foi também avaliado por meio de Curvas Força vs. Deformação axial (Figura 4.14-(a)). Os exemplares P1 e P4, ambos sem armadura discreta, apresentaram rigidez semelhante, porém o exemplar P1, no qual houve a adição de fibras ao concreto, apresentou um valor maior de força máxima e maior capacidade de deformação. Por outro lado, o exemplar P2, que também não possui armadura discreta, apresentou maior rigidez.

Considerando-se apenas os exemplares submetidos a flexão em y, o exemplar P3 foi o que apresentou o maior valor de rigidez e menor capacidade de deformação.

Outro aspecto importante no comportamento dos pilares foi registrado pelos transdutores de deslocamento laterais. Os registros de deslocamentos na face paralela à direção da excentricidade (face 3 para os exemplares P1, P3 e P4; e face 4 para o P2) foram desprezíveis. Já para a direção perpendicular, os maiores valores de deslocamento foram registrados para o transdutor localizado a 1240 mm em relação à base. A configuração deformada de cada um dos exemplares para a respectiva força última é apresentada na Figura 4.14-(b)

Figura 4.14 – a) Curva força vs. deformação para os exemplares-piloto, b) Deslocamento lateral

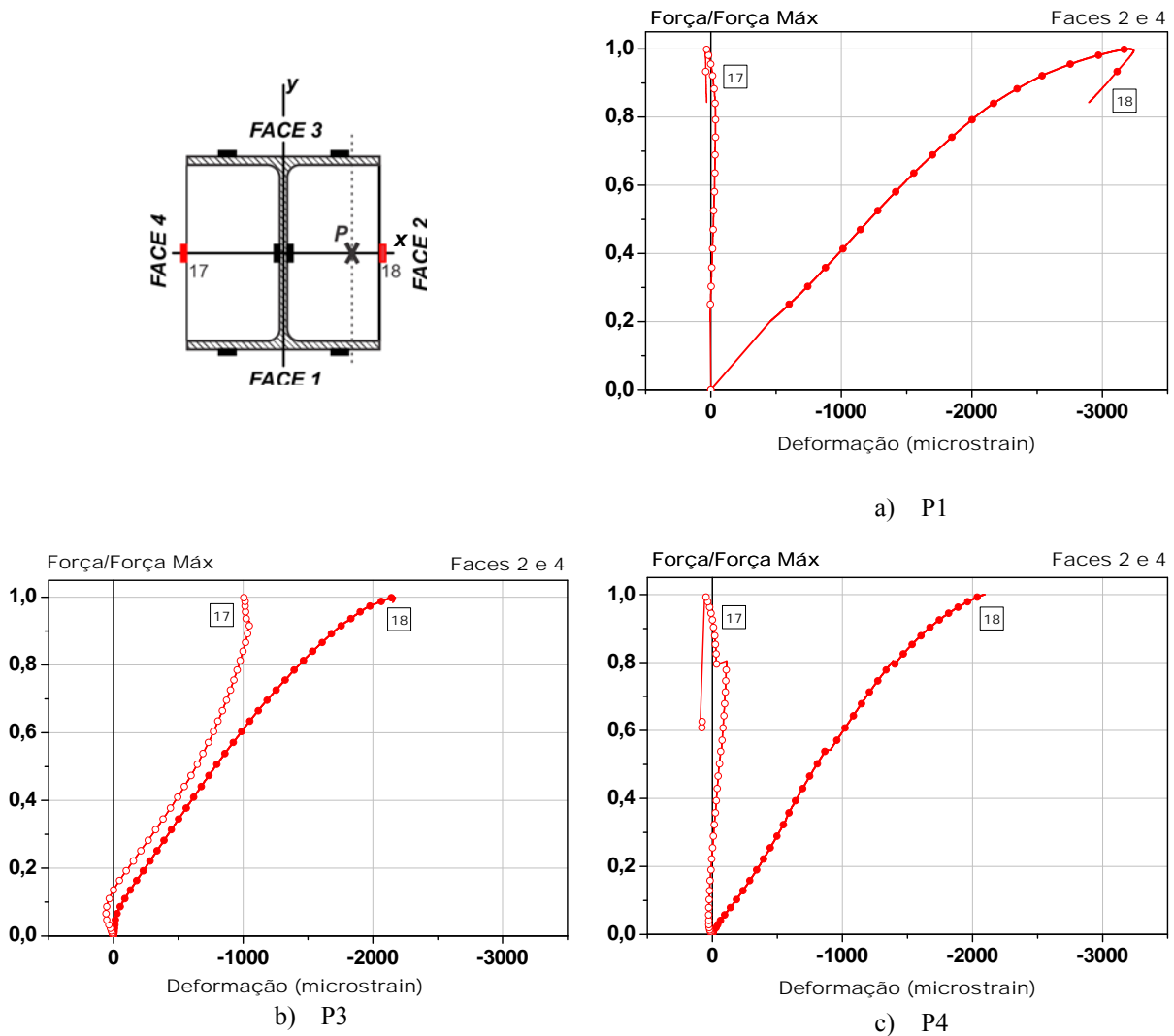


Fonte: Próprio autor

O registro de deformações também fornece importantes informações sobre o comportamento do pilar. Para melhor compreensão, os resultados serão apresentados em duas partes, uma para os exemplares com excentricidade em x e outra para o exemplar com excentricidade em y. Salienta-se que o sinal negativo nas deformações indica encurtamento.

As deformações registradas no concreto das faces 2 e 4 dos exemplares submetidos a flexão no eixo de menor inércia estão dispostas na Figura 4.15. A face 2 é a face mais comprimida do pilar (lado direito) e foram observadas deformações da ordem de $2000\mu\epsilon$ para os exemplares P3 e P4 e $3200\mu\epsilon$ para o exemplar P1 demonstrando a capacidade de deformação do concreto com fibras de aço. Já na face 4 dos exemplares sem armadura discreta (P1 e P4) as deformações registradas não atingiram valores significativos enquanto no exemplar P3 houveram significativas deformações de compressão. A capacidade de deformação plástica do concreto pode estar relacionada com o confinamento exercido pelo perfil metálico e a armadura, quando existente.

Figura 4.15 – Curva Força vs. Deformações para as faces expostas do concreto

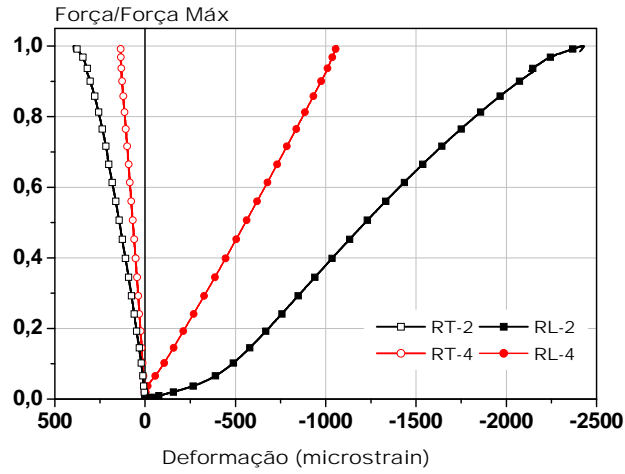


Fonte: Próprio autor

O comportamento das armaduras do exemplar P3 é mostrado na Figura 4.16. Para a face mais comprimida (face 2), a armadura longitudinal apresentou deformações de aproximadamente $2400\mu\epsilon$ e indicando que a armadura não atingiu o escoamento. Já para a armadura transversal foram registradas deformações de tração como esperado.

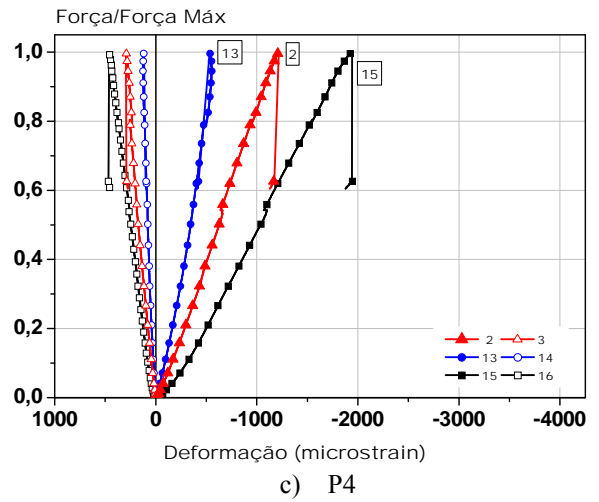
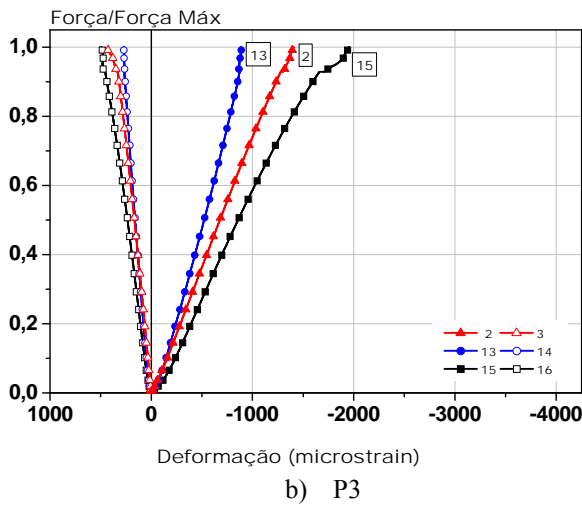
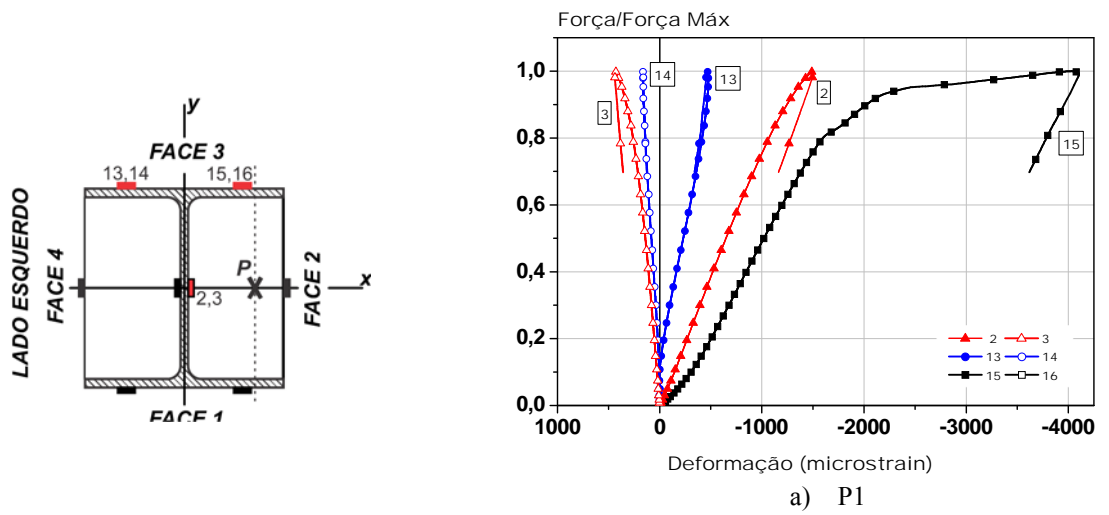
Na Figura 4.17 são mostradas as deformações da mesa do perfil. Verifica-se que as deformações registradas são coerentes com a solicitação aplicada, isto é, deformações de encurtamento na direção axial (vertical) e de alongamento na direção horizontal. Para a direção vertical, os extensômetros posicionados do lado esquerdo e direito da mesa registraram deformações de encurtamento indicando que toda a seção se encontrava comprimida e que o lado direito é o mais comprimido. Vale salientar que alguns extensômetros, como o extensômetro 16 no pilar P1, foram danificados durante o transporte do exemplar.

Figura 4.16 – Curva Força vs. Deformações para as armaduras longitudinais (RL) e transversais (RT)



Fonte: Próprio autor

Figura 4.17 – Curva Força vs. Deformações para o perfil metálico



Fonte: Próprio autor

As maiores deformações foram registradas para o exemplar P1 com valores da ordem de $4000\mu\text{e}$ e que indicam o escoamento do aço nesta região. Nos demais, as deformações atingiram $2000\mu\text{e}$, o que sinaliza o início do escoamento.

Verificou-se com estes resultados não ser necessária a utilização de extensômetros nas duas mesas do pilar, sendo suficiente o registro em apenas uma.

São mostradas ainda na Figura 4.17 as deformações na alma do perfil voltada para a face 2, extensômetros 2 e 3. Salienta-se que os resultados obtidos pelos extensômetros 1 e 4 foram muito similares aos obtidos pelo extensômetro 2. Novamente, o registro de deformações está de acordo com o esperado para a solicitação aplicada.

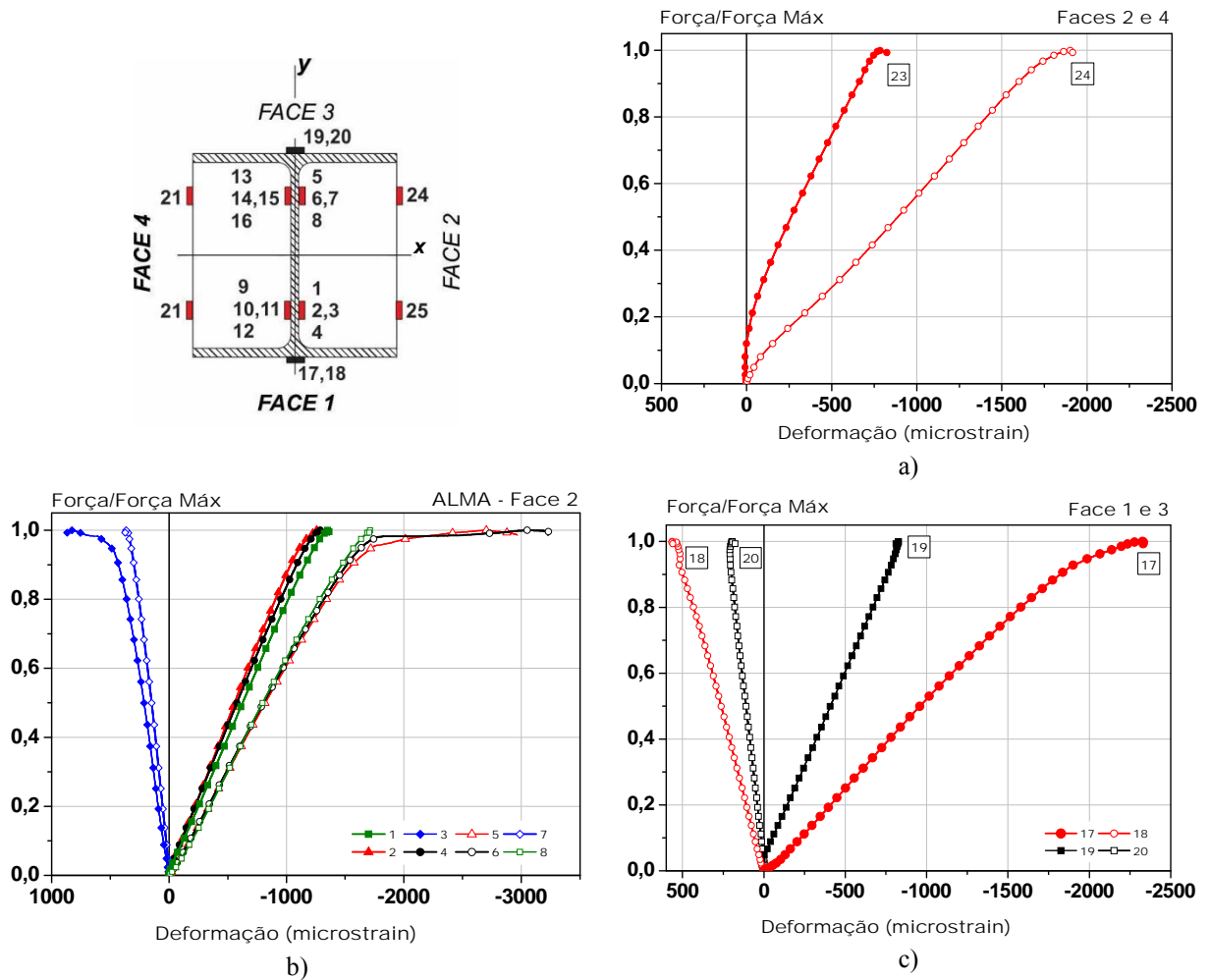
Para os exemplares-piloto P1, P3 e P4 o maior nível de deformação axial foi registrado pelos extensômetros posicionados na linha 1 de instrumentação, com valores de $1700\mu\text{e}$ para o P1 e $1500\mu\text{e}$ para os exemplares P3 e P4. Estes valores de deformação indicam que o aço da alma do perfil não atingiu a plastificação durante todo o ensaio. Verifica-se, portanto, que as deformações na alma foram menores que as ocorridas para a mesa do perfil para todos os exemplares, sugerindo que o escoamento da mesa deve ser o principal responsável pela capacidade resistente pós-pico. As deformações horizontais também foram semelhantes para estes exemplares e atingiram valores de $500\mu\text{e}$.

Finalmente são apresentados na Figura 4.18 os registros de deformação para o exemplar P2 que possuía excentricidade no eixo y. Novamente são mostrados apenas os resultados obtidos pelos extensômetros mais relevantes.

Verifica-se que no lado mais comprimido (face 3) as deformações no concreto atingiram valores de $2000\mu\text{e}$ para níveis de força próximos da força máxima. Na mesa do perfil este valor chegou a $2300\mu\text{e}$, indicando o início do escoamento da região.

Já a alma do perfil registrou deformações de $3200\mu\text{e}$ que certamente indicam a plastificação da região e atribuem a ela papel relevante na capacidade resistente pós-pico.

Figura 4.18 – Curvas Força vs. Deformação o exemplar P2



Fonte: Próprio autor

Os resultados apresentados neste item permitiram algumas conclusões importantes com relação à instrumentação. Verificou-se a possibilidade de redução do número de pontos com extensômetros, limitando seu número para apenas um na mesa e outro na alma. Por outro lado, verificou-se a necessidade de número maior de transdutores de deslocamento laterais para possibilitar a determinação da configuração deformada da estrutura com maior precisão.

Além disso, concluiu-se que algumas modificações no esquema de ensaio poderiam trazer melhores resultados. A base do pilar simplesmente apoiada na base da máquina de ensaios dificulta a representação do tipo de vinculação do pilar na simulação numérica, pois se tem um vínculo com comportamento intermediário entre engaste e rótula, bem como na estimativa do comprimento de flambagem em modelos teóricos. Desta forma, um novo esquema de ensaio para as séries S1 e S2 foi adotado, no qual as duas extremidades do pilar foram rotuladas com apoios de faca.

4.6 Série PO

Avaliou-se o comportamento apresentado pela interface por meio de ensaios do tipo push-out. Estes ensaios foram realizados com o objetivo de investigar o comportamento da interface na presença e na ausência da armadura e considerando dois tipos de concreto: simples e com adição de fibras de aço. Alguns parâmetros avaliados nesta série foram utilizados na construção dos modelos numéricos.

As configurações dos exemplares da série PO estão mostradas na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Exemplares ensaiados na Série PO

Exemplar	Perfil de aço	Eixo de flexão	e (mm)	Comprimento (mm)	Tipo de Armadura	Tipo de Concreto	Resistência à Compressão (MPa)
PO-1	W 152x22,5	-	0	600	Convenc.	Convenc.	36,7
PO-2	W 152x22,5	-	0	600	-	Convenc.	36,7
PO-3	W 152x22,5	-	0	600	-	com fibras	34,8
PO-4 (R)	W 152x22,5	-	0	600	-	com fibras	34,8

4.6.1 Geometria dos exemplares e esquema de ensaio

Os exemplares para ensaios do tipo push-out (PO-1 a PO-4) são compostos por um perfil de aço de 60 cm de comprimento revestido com concreto apenas na porção central como indicado na Figura 4.19 e Figura 4.20-(a).

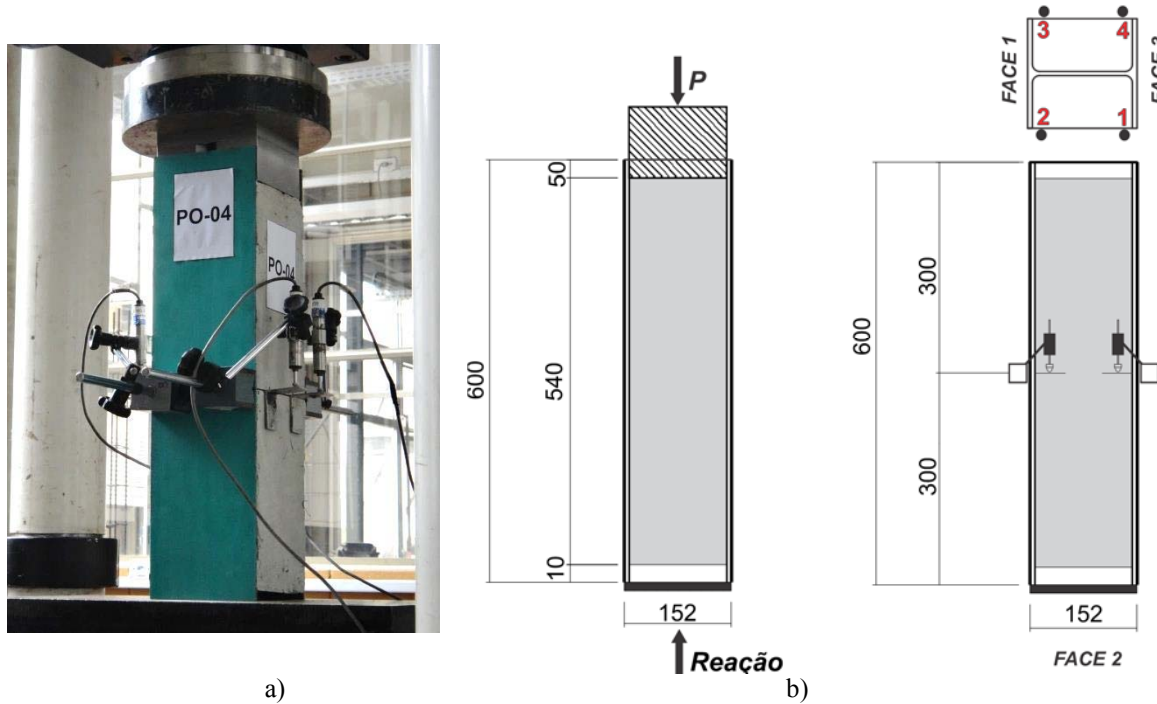
Figura 4.19 – Exemplares da Série PO



Fonte: Próprio autor

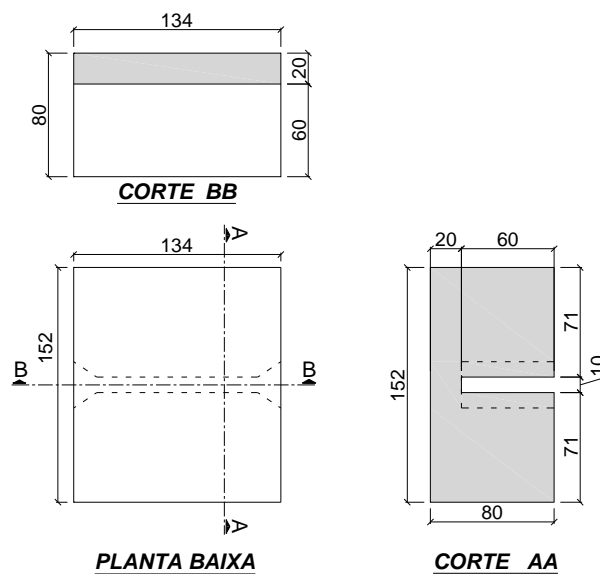
Na Figura 4.20-(a) pode-se observar que no topo do pilar há uma região sem concreto, um espaço vazio de cerca de 50 mm iniciais, deixado para permitir o encaixe de um dispositivo metálico (Figura 4.21) para aplicação da força somente no núcleo de concreto. Na base do pilar também há 10 mm sem concreto para permitir o deslizamento relativo entre os materiais.

Figura 4.20 – Ensaio push-out: a) Esquema de ensaio; b) instrumentação



Fonte: Próprio autor. (Dimensões em mm).

Figura 4.21 – Dispositivo para aplicação de carregamento



Fonte: Próprio autor. (Dimensões em mm).

A Figura 4.20-(b) apresenta a instrumentação da série PO; foram utilizados quatro transdutores de deslocamento de curso máximo de 25 mm, localizados nos quatro vértices do pilar (1 a 4) para registro do deslocamento relativo entre o concreto e o aço.

Os ensaios do tipo push-out foram realizados na máquina de ensaios universal aplicando-se a força apenas no núcleo de concreto com uma velocidade de 0,002 mm/s.

4.6.2 Resultados

Os principais resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 4.13. Os valores de força máxima alcançada foram de 66,8 kN; 35,78kN e 48,22 kN; para os exemplares PO-01 a PO-3, respectivamente. Já no exemplar PO-04, que possui a seção composta por estribos fixados na alma do perfil de aço, este valor é de 534,1 kN. Como esperado, o valor é superior aos demais pois neste caso os estribos funcionam como um conector de cisalhamento e no ensaio é medida a resistência desta ligação.

Vale salientar que durante a aplicação do deslocamento foi observado que cada lado de concreto apresentava um comportamento distinto, como pode ser verificado pelos valores diferentes de escorregamento para cada uma das faces do pilar.

Tabela 4.13 – Força máxima para os exemplares PO-01 a PO-4

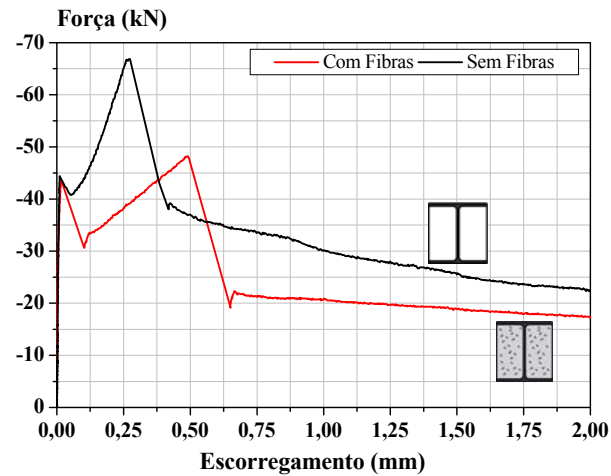
Exemplar	Concreto	Armadura	F _{máx} (kN)	Escorregamento referente à F _{máx} (mm)		
				Lado 1	Lado 2	Média
PO-01	Convencional	-	66,8	0,5	0,05	0,28
PO-02	Com fibras	-	35,8	0,01	1,25	0,63
PO-03	Com fibras	-	48,2	0,03	0,95	0,49
PO-04	Convencional	Convencional	534,1	0,9	3,7	-

A Figura 4.22 apresenta os resultados para os exemplares PO-01 e PO-03 por meio do gráfico Força vs. Escorregamento. O escorregamento médio foi obtido como a média aritmética dos deslocamentos medidos pelos quatro transdutores de deslocamento.

Observa-se que em ambos houve uma perda brusca de capacidade resistente e em seguida a retomada desta capacidade. Esta perda pode estar associada à ruptura da interface em apenas um dos lados do exemplar, o que pode ter comprometido a resistência do modelo. Este comportamento assimétrico do modelo pode estar vinculado a fatores como a variabilidade dos materiais, a existência de excentricidade no ponto de aplicação da força ou mau posicionamento do dispositivo metálico.

Pode-se observar ainda que a capacidade residual é semelhante para as duas configurações com valores de 22 kN e 17 kN para os modelos PO-01 e PO-04 respectivamente.

Figura 4.22 – Força vs. Escorregamento – Push-out PO-01 e PO-03

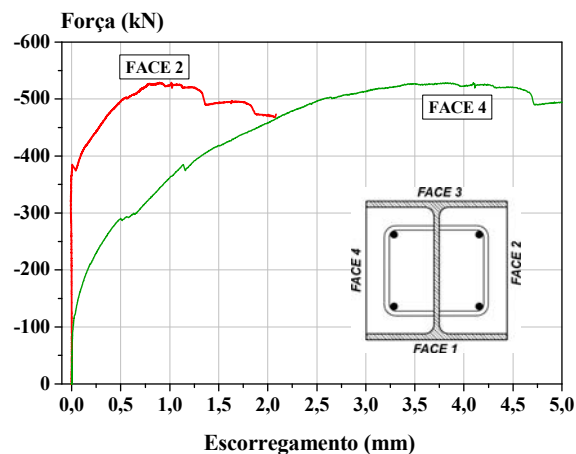


Fonte: Próprio autor.

A Figura 4.23 apresenta as curvas força vs. escorregamento obtidas para cada uma das faces do modelo PO-04. Novamente observa-se que o exemplar apresentou comportamento assimétrico. Essa assimetria pode estar associada à adesão, que é a primeira parcela da aderência a ser mobilizada. Na face 2 isso só acontece por volta de 380 kN ao passo que na face 4 logo no início do ensaio. Há inúmeras possibilidades para o ocorrido:

- Poeira na face 4;
- Assimetria no carregamento;
- Exsudação do concreto, comprometendo, assim, a adesão e;
- Vazios de concretagem.

Figura 4.23 – Força vs. Escorregamento – Push-out PO-04



Fonte: Próprio autor.

4.7 Série S1

A série S1 é composta por nove pilares curtos com 60 cm de comprimento, cujas as principais características são apresentadas na Tabela 4.14.

Para avaliar o comportamento global dos pilares a flexo-compressão, esses pilares foram submetidos a compressão simples e a compressão excêntrica com excentricidades no eixo x e no eixo y.

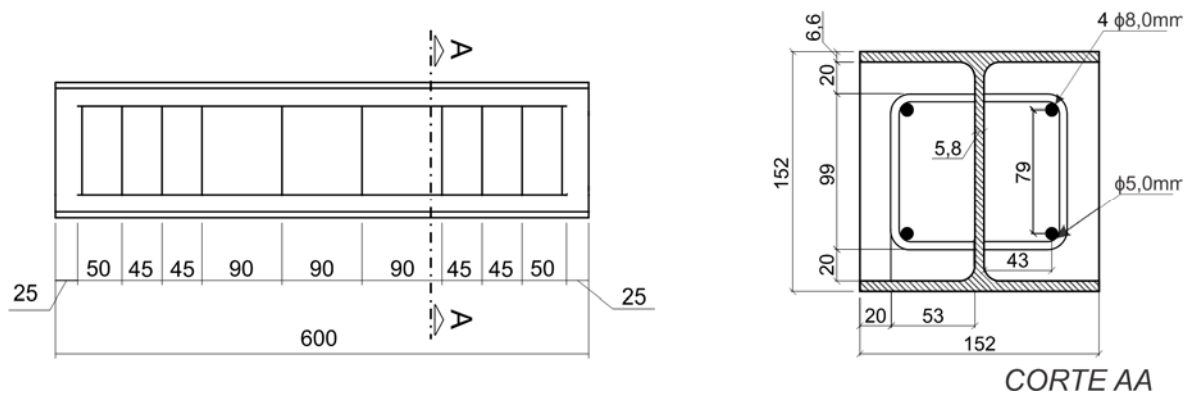
Tabela 4.14 – Exemplos ensaiados na Série S1

Exemplar	Perfil de aço	Eixo de flexão	e (mm)	Comprimento (mm)	Tipo de Armadura	Tipo de Concreto	f_{cm} (MPa)
C-01	W 152x22,5	-	0	600	Convenc.	Convencional	36,7
C-02	W 152x22,5	-	0	600	Tela	Convencional	36,7
C-03	W 152x22,5	-	0	600	-	com fibras	34,8
C-04	W 152x22,5	x	25	600	Convenc.	Convencional	36,7
C-05	W 152x22,5	x	25	600	Tela	Convencional	36,7
C-06	W 152x22,5	x	25	600	-	com fibras	34,8
C-07	W 152x22,5	y	25	600	Convenc.	Convencional	36,7
C-08	W 152x22,5	y	25	600	Tela	Convencional	36,7
C-09	W 152x22,5	y	25	600	-	com fibras	34,8

4.7.1 Geometria e instrumentação dos exemplares

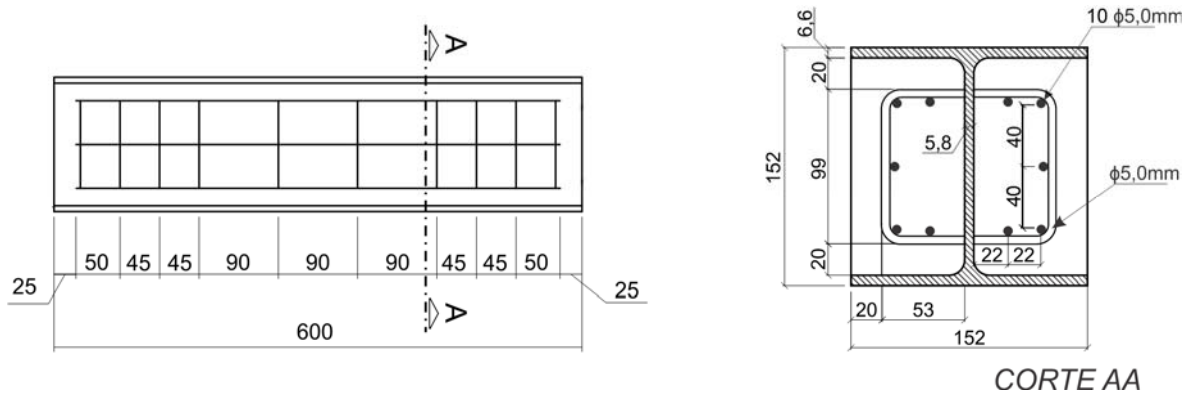
As Figuras 4.24 a 4.26 apresentam as características geométricas dos exemplares da série S1. Salienta-se que todos os exemplares possuem estribos com menor espaçamento nas extremidades do pilar para evitar rupturas localizadas nestas regiões.

Figura 4.24 – Exemplos C-01, C-04, C-07



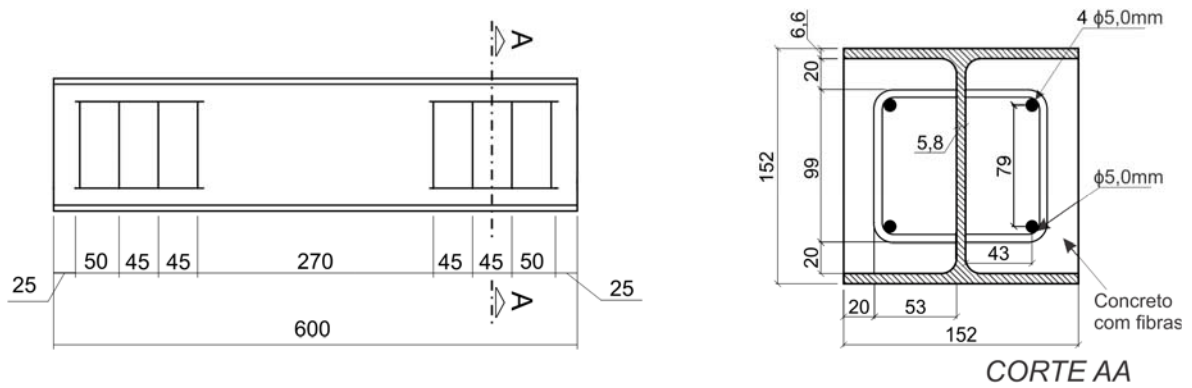
Fonte: Próprio autor

Figura 4.25 – Exemplos C-02, C-05, C-08



Fonte: Próprio autor

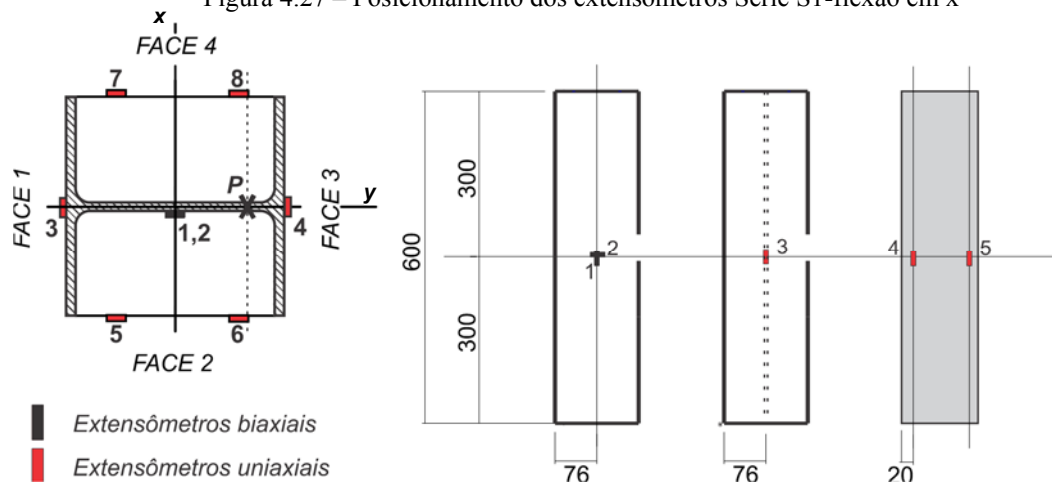
Figura 4.26 – Exemplos C-03, C-06, C-09



Fonte: Próprio autor

O posicionamento dos extensômetros é apresentado nas Figura 4.27 e Figura 4.28. Nos exemplares submetidos a flexão em x foram utilizados oito extensômetros dispostos no perfil metálico e nas faces expostas do concreto (Figura 4.27).

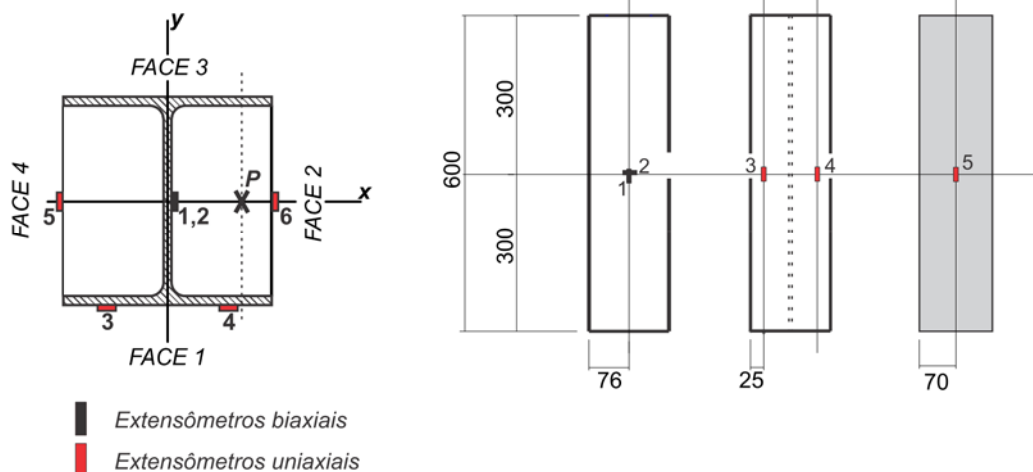
Figura 4.27 – Posicionamento dos extensômetros Série S1-flexão em x



Fonte: Próprio autor

Já para os exemplares submetidos a flexão em y foram utilizados seis extensômetros. Além disso, nos exemplares com armadura convencional e tela, um estribo e uma barra longitudinal da região central foram instrumentados.

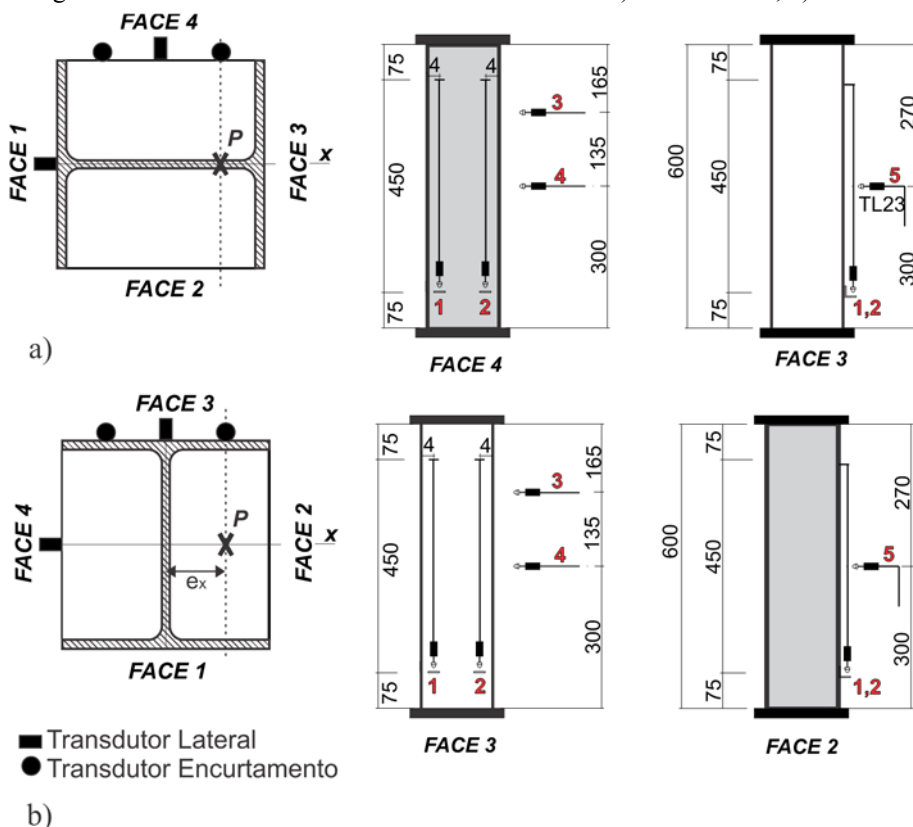
Figura 4.28 – Posicionamento dos extensômetros Série S1-flexão em y



Fonte: Próprio autor

A Figura 4.29 apresenta a disposição dos transdutores de deslocamento na série S1.

Figura 4.29 – Transdutores de deslocamento Série S1: a) flexão eixo x, b) flexão no eixo y



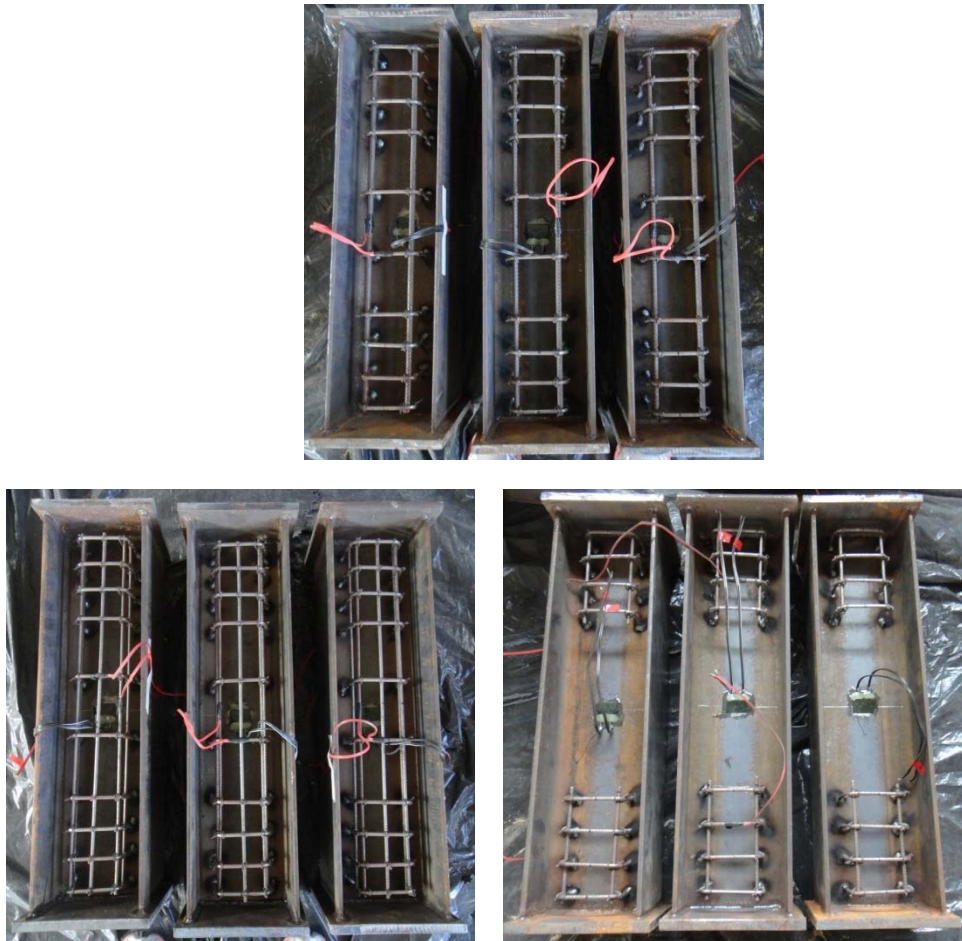
Fonte: Próprio autor

Dois transdutores de deslocamento com curso máximo de 25 mm e sensibilidade de 0,001 mm foram posicionados verticalmente para medir o encurtamento do pilar. Já para medir os deslocamentos laterais foram posicionados três transdutores de deslocamento com curso máximo de 100 mm e sensibilidade de 0,01mm em duas faces perpendiculares

Em todos os ensaios com aplicação um carregamento excêntrico (em x ou em y) foram utilizados cinco transdutores de deslocamento como indicado na Figura 4.29. Nos ensaios com carregamento centrado foram utilizados sete transdutores de deslocamento que corresponde a soma da configuração de transdutores utilizados para flexão em x e em y.

A Figura 4.30 apresenta a configuração dos exemplares da série S1 com a armadura posicionada e soldada ao perfil e instrumentação feita antes da concretagem.

Figura 4.30 – Aspectos dos exemplares da série antes da concretagem

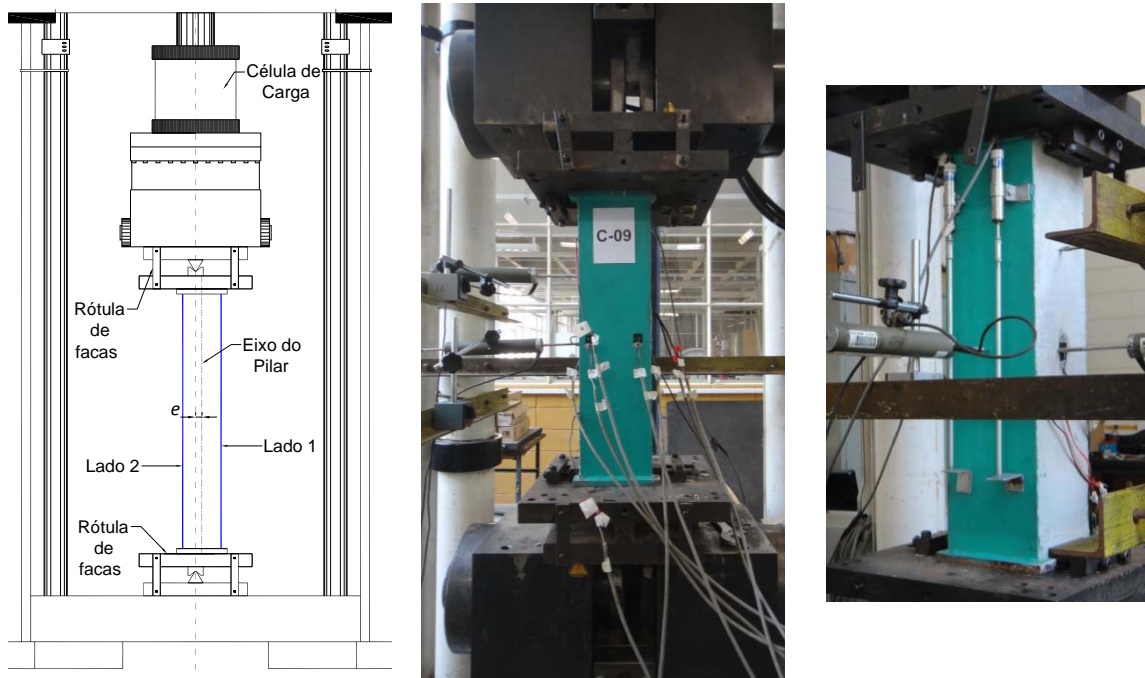


Fonte: Próprio autor

4.7.2 Condições de vinculação e esquema de ensaio

Os ensaios das séries definitivas foram realizados na mesma máquina de ensaios na qual foram avaliados os exemplares-piloto. O novo esquema de ensaio, resultante das observações do ensaio-piloto, passou a prever as duas extremidades do pilar rotuladas, como indicado na Figura 4.31. O ensaio foi realizado com controle do deslocamento do atuador, utilizando uma velocidade de 0,005 mm/s.

Figura 4.31 – Esquema de ensaio da Série S1



Fonte: Próprio autor

Para centralizar o eixo do pilar com o eixo de aplicação do carregamento foi utilizado um dispositivo de centralização nas duas extremidades. As rótulas foram posicionadas, alinhadas e niveladas para garantir a horizontalidade da base (Figura 4.32).

Figura 4.32 – a) Dispositivo de centralização; b) Nivelamento



(a)



(b)

Fonte: Próprio autor

4.7.3 Resultados

Nos itens a seguir são apresentados os resultados mais representativos obtidos nos ensaios da série S1. O Apêndice B apresenta os resultados para todos os exemplares avaliados.

4.7.3.1 Força máxima e Momento máximo

Os valores de força máxima e momento máximo dos pilares da série S1 são apresentados na Tabela 4.15. O momento fletor máximo foi estimado multiplicando-se a força máxima experimental por um valor de excentricidade total. A excentricidade total foi considerada como sendo a soma dos valores de: excentricidade de primeira ordem (nula ou de 25 mm), excentricidade acidental (3 mm) e deslocamento lateral para a força máxima.

Vale salientar que nos exemplares C-01, C-02 e C-03 a excentricidade de primeira ordem deveria ser nula, porém a dificuldade de garantir a centralização do exemplar bem como a existência de imperfeições no processo de fabricação fazem com que haja uma excentricidade acidental em todos os exemplares. Visto o baixo valor de excentricidade acidental, a partir de agora os exemplares com excentricidade de primeira ordem nula serão referidos como “submetidos a compressão simples”.

Para os exemplares submetidos a compressão simples (C-01, C-02 e C-03) observa-se que os valores de força máxima obtidos para as configurações com armadura convencional e tela de aço foram muito próximos entre si (diferença de apenas 3,5%), já a força máxima obtida para configuração com fibras de aço (C-03) apresenta uma redução de 10,16% em comparação com o exemplar de referência. Isto deve estar relacionado ao fato da armadura longitudinal contribuir para a capacidade resistente da seção transversal, mas também à menor resistência apresentada pelo concreto com adição de fibra – aproximadamente 5% menor que a do concreto convencional. Nos exemplares flexo-comprimidos este comportamento não fica tão pronunciado, sendo os maiores valores de força máxima obtidos para a configuração com tela de aço (C-05 e C-08).

Quando se comparam os valores de força máxima obtidos para os exemplares submetidos a compressão simples com os exemplares submetidos a flexo-compressão observa-se uma redução. Quando os exemplares são submetidos a flexão em x, esta redução é de aproximadamente 24% para as configurações com armadura convencional e tela de aço e de 19% a configuração concreto com fibras de aço. Já quando os pilares são submetidos a flexão em y, esta redução é maior, apresentando valores aproximadamente 35% maior para as configurações com armadura convencional e tela de aço e de 28,6% para os pilares com

concreto com fibras de aço. Vale salientar que nos dois casos a redução é menor para os exemplares com concreto com fibras.

A Tabela 4.15 apresenta os valores de força máxima para cada um dos exemplares ensaiados, destacando a redução da força máxima dos exemplares flexo-comprimidos quando comparados com o exemplar equivalente submetido a compressão simples.

Tabela 4.15 – Força máxima e momento máximo para os exemplares da Série S1

Exemplar	$e_{x,i}$ (mm)	$e_{y,i}$ (mm)	δ_x^* (mm)	δ_y^* (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	M_x (kN.cm)	M_y (kN.cm)	Redução em F^{**} (%)
C-01	0	0	-0,863	-0,930	1803,96	697	709	-
C-02	0	0	0,294	-1,861	1868,97	616	909	-
C-03	0	0	-0,642	-1,821	1648,91	601	795	-
C-04	0	25	-2,398	-0,330	1360,79	4137	-	24,6%
C-05	0	25	-2,296	-0,092	1419,16	4299	-	24,1%
C-06	0	25	-2,235	-0,294	1336,30	4040	-	19,0%
C-07	25	0	0,018	-3,289	1189,03	-	3720	34,1%
C-08	25	0	-0,496	-2,943	1203,00	-	3722	35,6%
C-09	25	0	0,514	-2,316	1178,12	-	3572	28,6%

$M = F \cdot (e_i + e_a + \delta)$ * Para o valor de força máxima, ** Utilizando os exemplares centrados como referência

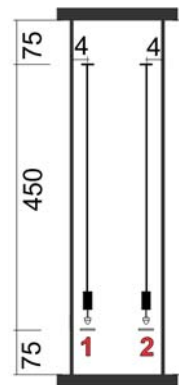
4.7.3.2 Registro de deslocamentos: Encurtamento médio e deslocamentos laterais

Neste item são apresentados os principais resultados obtidos nos ensaios experimentais dos pilares da série S1. Salienta-se que na maior parte das vezes o comportamento observado para as três tipologias estudadas (armadura convencional, tela de aço e concreto com fibras) foi bastante similar; desta forma, são apresentados no corpo do texto apenas os resultados mais relevantes – que representem o comportamento observado – sendo ainda destacados os pontos de divergência no comportamento dos exemplares.

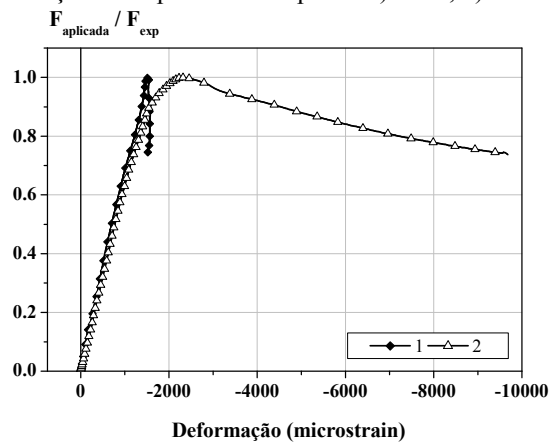
Os transdutores de deslocamento 1 e 2 registraram os deslocamentos do pilar no vértice próximo à face mais comprimida (T2) e à face menos comprimida (T1). Dividindo-se os valores registrados pelo comprimento entre os pontos de fixação dos transdutores de deslocamento no pilar (base de medida) pode-se obter um valor de deformação axial média.

A Figura 4.33 apresenta a curva Força aplicada vs. Deformação axial média para os exemplares C-01, C-04 e C-07.

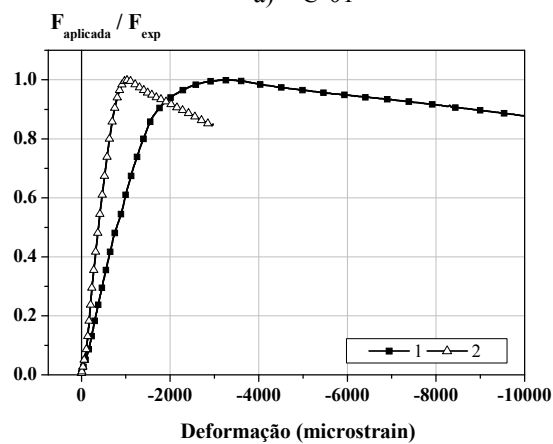
Figura 4.33 – Curva Força vs. Deformação axial para os exemplares a) C-01, b) C-04 e c) C-07



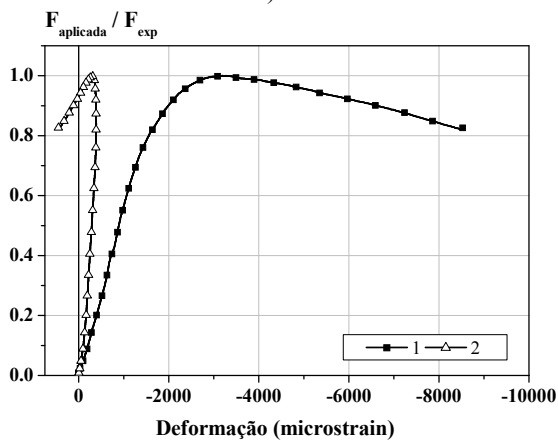
Transdutores de deslocamento



a) C-01



b) C-04



c) C-07

Fonte: Próprio autor

O comportamento do exemplar C-01 é representativo do comportamento dos demais exemplares da série S1 com excentricidade de primeira ordem nula (C-02 e C-03). Observa-se que os registros obtidos pelos transdutores de deslocamento 1 e 2 são praticamente idênticos até aproximadamente 60% da força máxima. A partir deste nível de carregamento, as deformações no concreto e no aço se distanciam, e no trecho pós-pico as deformações no

transdutor de deslocamento 1 ficam estagnadas enquanto o transdutor 2 são registradas grandes deformações.

Conforme esperado, nos exemplares submetidos a flexão em x (representados pelo exemplar C-04) foram registrados (pelo transdutor de deslocamento 2) deslocamentos superiores aos registrados pelo transdutor 1, desde os primeiros níveis de carregamento. No trecho pós-pico, os dois transdutores de deslocamento continuam a registrar encurtamentos, entretanto o transdutor 2 registra valores maiores de encurtamento.

Finalmente, para os exemplares submetidos a flexão em y (representados pelo exemplar C-07) verifica-se que há um maior distanciamento entre os registros dos transdutores 1 e 2 quando comparados com os registros para o exemplar C-04. Além disso, para o trecho pós-pico há o registro de alongamento pelo transdutor 1, indicando que no pós-pico esta face passa a ter tensões de tração.

As curvas Força aplicada vs. Deformação axial média para os demais exemplares podem ser vistas no Apêndice B.

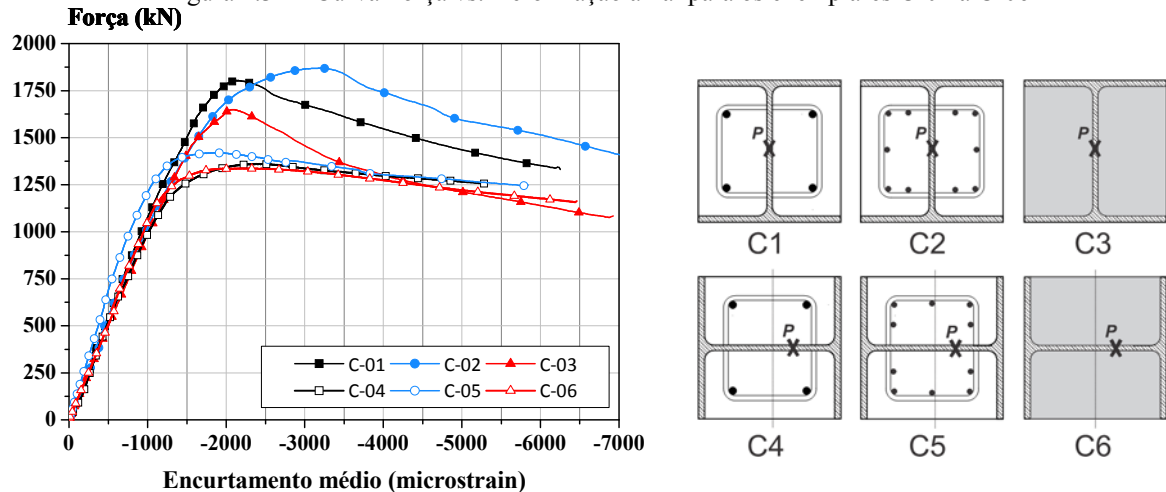
A Figura 4.34 apresenta o gráfico Força vs. Encurtamento médio para os exemplares C-01 a C-06 (pilares submetidos a compressão simples e a flexão em x). Entende-se como “encurtamento médio do pilar” a média dos valores de encurtamento obtidos pelos transdutores de deslocamento 1 e 2 dividido pelo comprimento entre seus pontos de fixação. Observa-se que o comportamento é similar independente da configuração de armadura adotada, apresentando comportamento linear até aproximadamente 70% de sua força máxima.

Novamente, verifica-se que os exemplares submetidos a compressão simples (C-01 a C-03), apresentam um comportamento similar para as três configurações estudadas. Entretanto, a deformação para a força máxima foi de aproximadamente 2000 μe para os exemplares C-01 e C-03, enquanto para o exemplar C-02 foi observado um valor de 3250 μe , isto é, maior deformação associada a força máxima. No exemplar C-02 os transdutores de deslocamento também registraram grandes deformações nas duas faces no pós-pico.

Os exemplares submetidos a flexão em x também apresentaram um comportamento muito próximo entre si. Verifica-se que o exemplar C-05 apresenta uma rigidez ligeiramente maior que os demais, sendo que isto pode ser atribuído às características do concreto, como o melhor adensamento. A deformação para a força máxima foi de aproximadamente 2000 μe para os exemplares C-04 e C-06 e de 1800 μe para o exemplar C-05. Desta forma, conclui-se que para este tipo de solicitação a existência ou não de armadura não afeta significativamente o comportamento estrutural destes elementos.

Em comparação aos exemplares supostamente submetidos a compressão simples, como supracitado, a redução na força máxima aplicada quando submetidos a flexo compressão foi de 24% para os exemplares com armaduras discretas e 19% para os exemplares com concreto com fibras aleatórias. Em todos os casos foi observado um comportamento dúctil para os exemplares, com capacidade de deformação e resistência residual no trecho pós-pico.

Figura 4.34 – Curva Força vs. Deformação axial para os exemplares C-01 a C-06

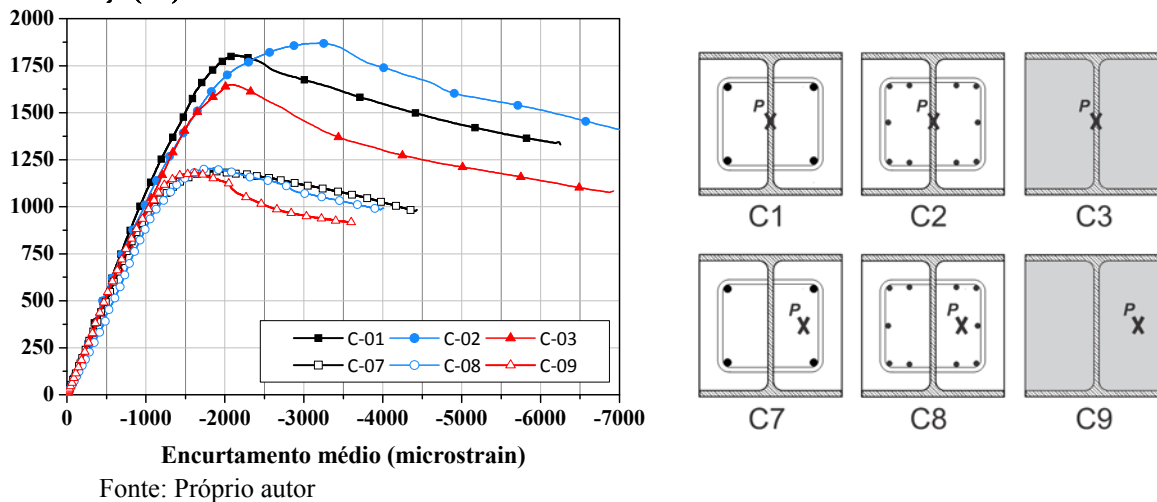


Fonte: Próprio autor

A Figura 4.35 apresenta o gráfico Força vs. Encurtamento médio para os exemplares C-01 a C-03 e C-07 a C-09 (pilares submetidos a compressão simples e à flexão em y). Os exemplares submetidos a flexão em y também apresentaram um comportamento muito próximo entre si, com comportamento linear até aproximadamente 75% de sua força máxima. Vale salientar que, no trecho pós-pico, a redução da força máxima ocorre mais rapidamente para o exemplar C-09 se comparado aos exemplares C-07 e C-08, porém após um período inicial de queda da força máxima no elemento, todos tendem ao mesmo comportamento com um valor de “força residual” similar.

A deformação registrada para a força máxima foi de aproximadamente 1850 $\mu\epsilon$ para os exemplares C-07 e C-08 e de 1600 $\mu\epsilon$ para o exemplar C-09, valores inferiores aos observados para os exemplares onde a excentricidade de primeira ordem era nula.

Figura 4.35 – Curva Força vs. Deformação axial para os exemplares C-01 a C-03 e C-07 a C-09



A Figura 4.37 e a Figura 4.36 representam a evolução dos deslocamentos laterais em função da variação da força axial aplicada (valores de 10% $F_{\text{máx}}$ a 100% $F_{\text{máx}}$), para alguns pontos ao longo do comprimento do pilar. É possível assim, ainda que de modo aproximado, visualizar a configuração deformada dos exemplares da série S1. Mais uma vez, vale salientar que as três configurações de armadura resultaram em comportamento bastante similar.

A Figura 4.37 indica que mesmo para pequenos níveis de carregamento há deslocamentos laterais nos exemplares supostamente submetidos a compressão simples, o que indica que a força aplicada não está perfeitamente centrada e há pequenas excentricidades acidentais. Além disso, a evolução dos deslocamentos laterais apresenta crescimento mais significativo a partir de uma força axial correspondente a 70% da força última para os exemplares submetidos a compressão simples e para aqueles com flexão em x. Já para os exemplares submetidos a flexão em y, este aumento começa a partir de 50% da força máxima e culmina em um deslocamento lateral máximo superior que os demais.

Figura 4.36 – Deslocamentos laterais para os exemplares flexo-comprimidos

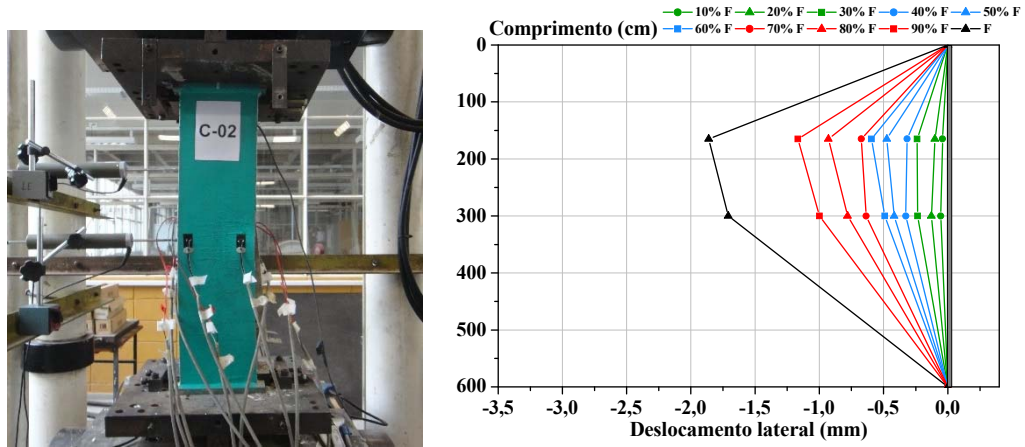
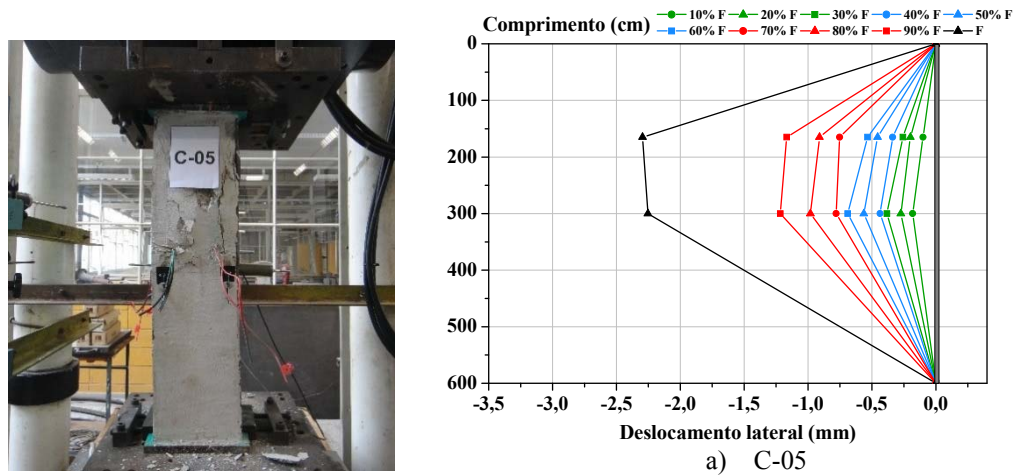
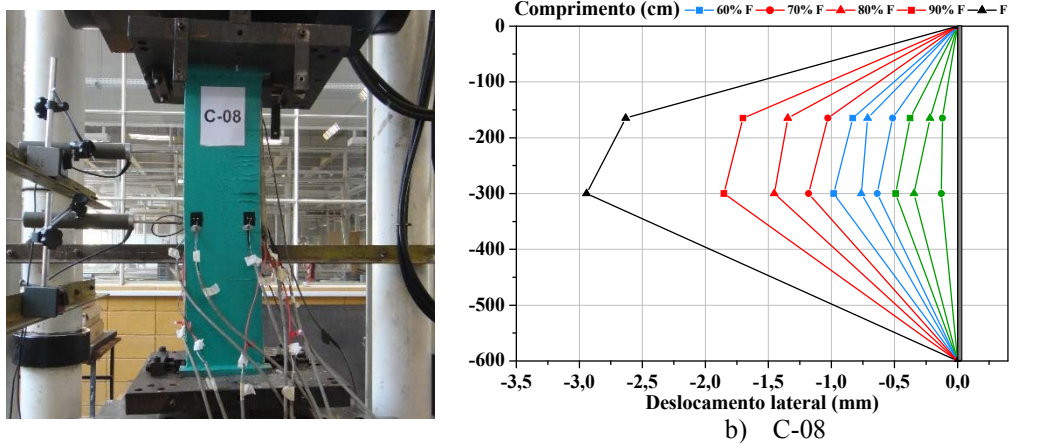


Figura 4.37 – Deslocamentos laterais para o exemplar C-02



a) C-05



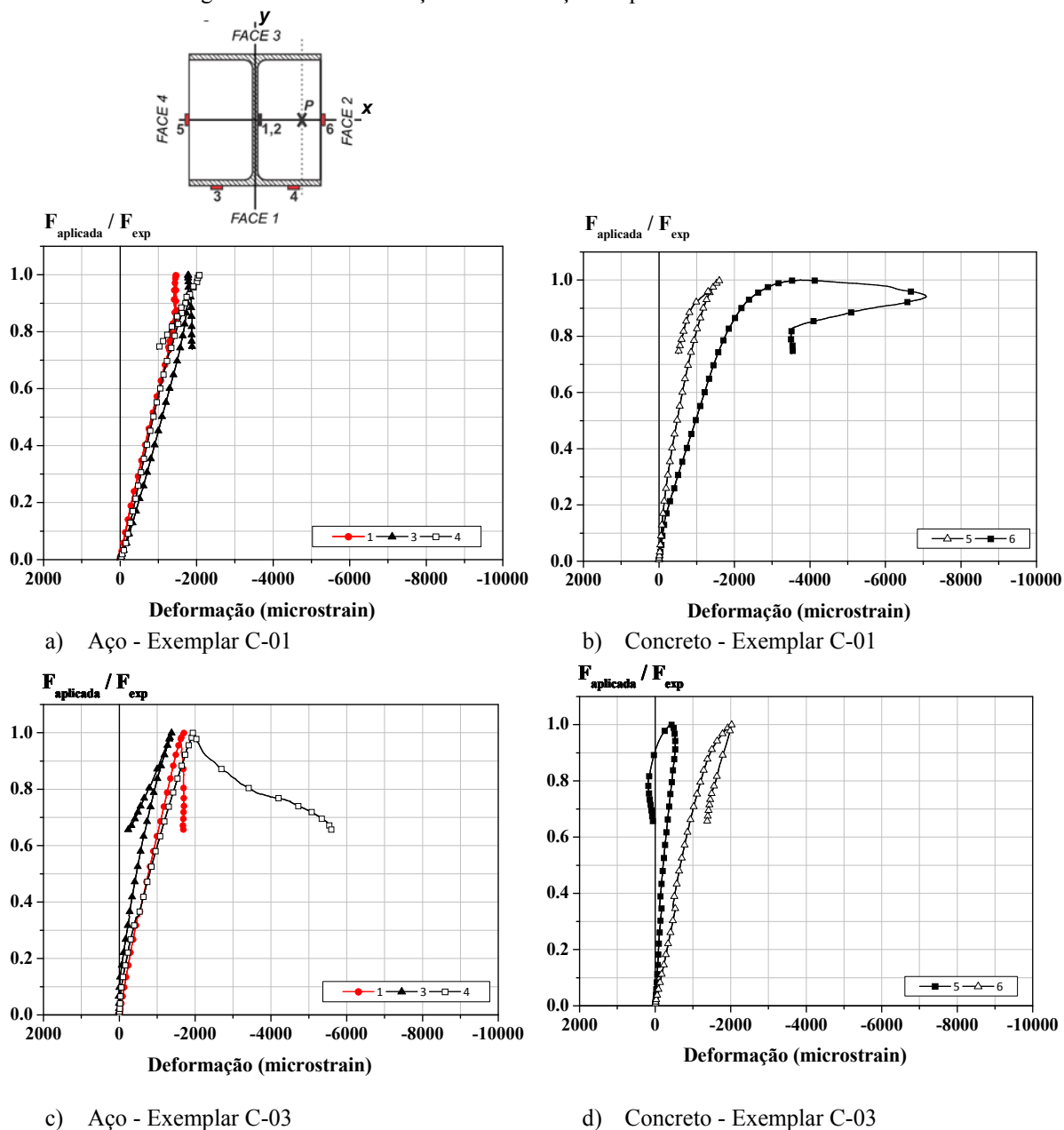
b) C-08

Fonte: Próprio autor

4.7.3.3 Deformação axial dos materiais

A Figura 4.38 apresenta as deformações axiais no perfil metálico e nas faces externas de concreto para os exemplares C-01 e C-03.

Figura 4.38 – Curva Força vs. Deformação no perfil metálico e concreto



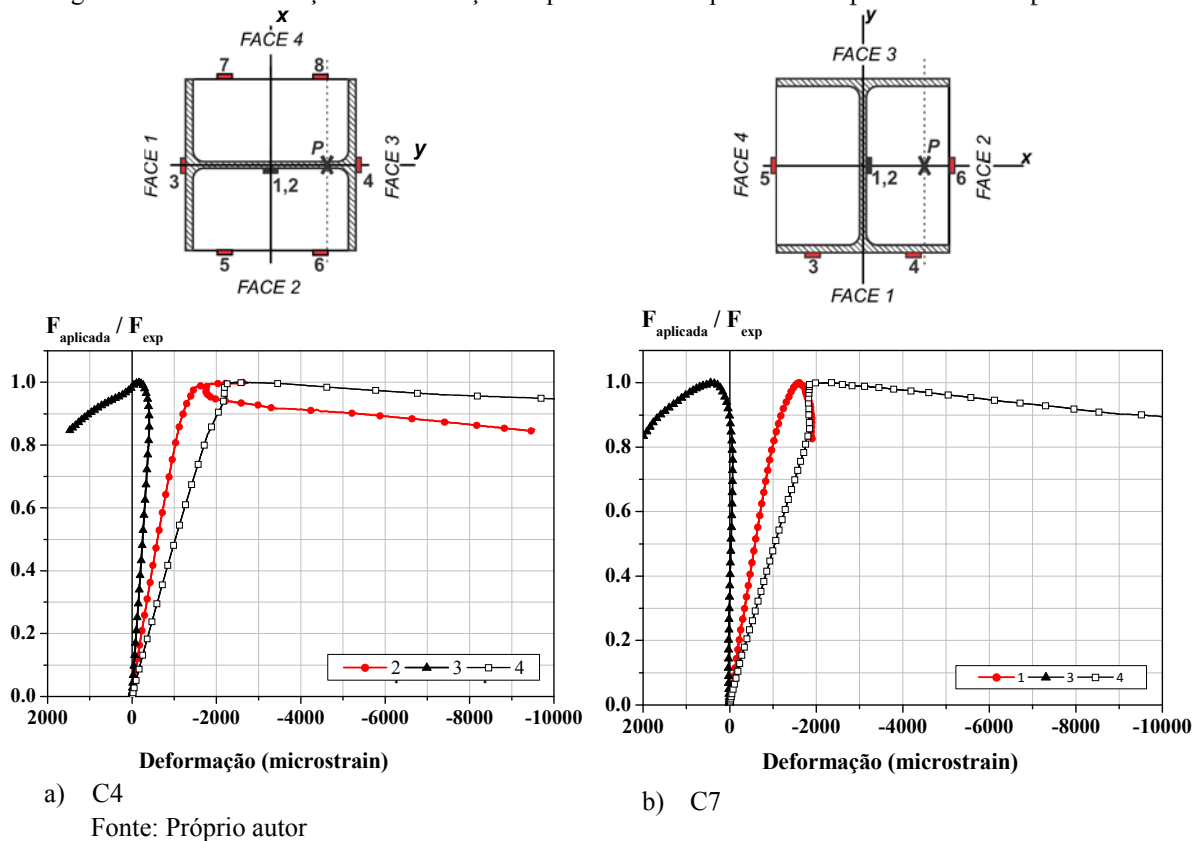
Fonte: Próprio autor

Observa-se pela Figura 4.38 que as deformações no perfil metálico evidenciam que apesar dos valores de deformações serem próximos nas duas faces, eles tendem a se distanciar com o aumento da força aplicada. O mesmo comportamento ocorre para o concreto, de forma ainda mais pronunciada. A deformação na mesa do perfil metálico atingiu um valor de 2000 μe para a força máxima em todos os exemplares submetidos a compressão simples. No trecho pós-pico apenas o exemplar C-03 apresentou um aumento das deformações. As deformações na alma atingiram valores de 1300 μe indicando que não atingiu a tensão de escoamento em todos os casos.

As deformações registradas no núcleo de concreto, para a força máxima, atingiram valores de 3500 $\mu\epsilon$ nos exemplares C-01 e C-02. No exemplar C-03 este valor foi de apenas de 2000 $\mu\epsilon$.

A Figura 4.39 apresenta o gráfico Força Aplicada vs. Deformação axial no aço do perfil para três pontos da seção transversal: alma do perfil, lado mais comprimido e menos comprimido da mesa para um dos exemplares submetidos a flexão em x (C-04) e um dos submetido à flexão em y (C-07). Os comportamento registrado para as deformações no aço dos demais exemplares foi muito similar aos apresentados aqui e podem ser encontrados no Apêndice B. Com isto, pode-se constatar que o comportamento das deformações na mesa e na alma do perfil dependem mais do tipo de sollicitação (flexão em x ou em y) do que presença ou ausência de armadura.

Figura 4.39 – Curva Força vs. Deformação no perfil metálico para os exemplares flexo-comprimidos



Em todos os exemplares submetidos a flexão em x (C-04 a C-06), o extensômetro 3 localizado na face 1 (face menos comprimida) registra compressão até a força máxima. Uma vez atingida a força máxima, este extensômetro passa a indicar tração nesta face. Por outro lado, nos exemplares C-07 a C-09 (flexão y), o extensômetro 3 registra deformações muito próximas a zero desde o início do carregamento até aproximadamente 90% da força máxima. A partir

deste ponto, são registradas deformações de alongamento indicando tração neste ponto da face 1 para a força máxima.

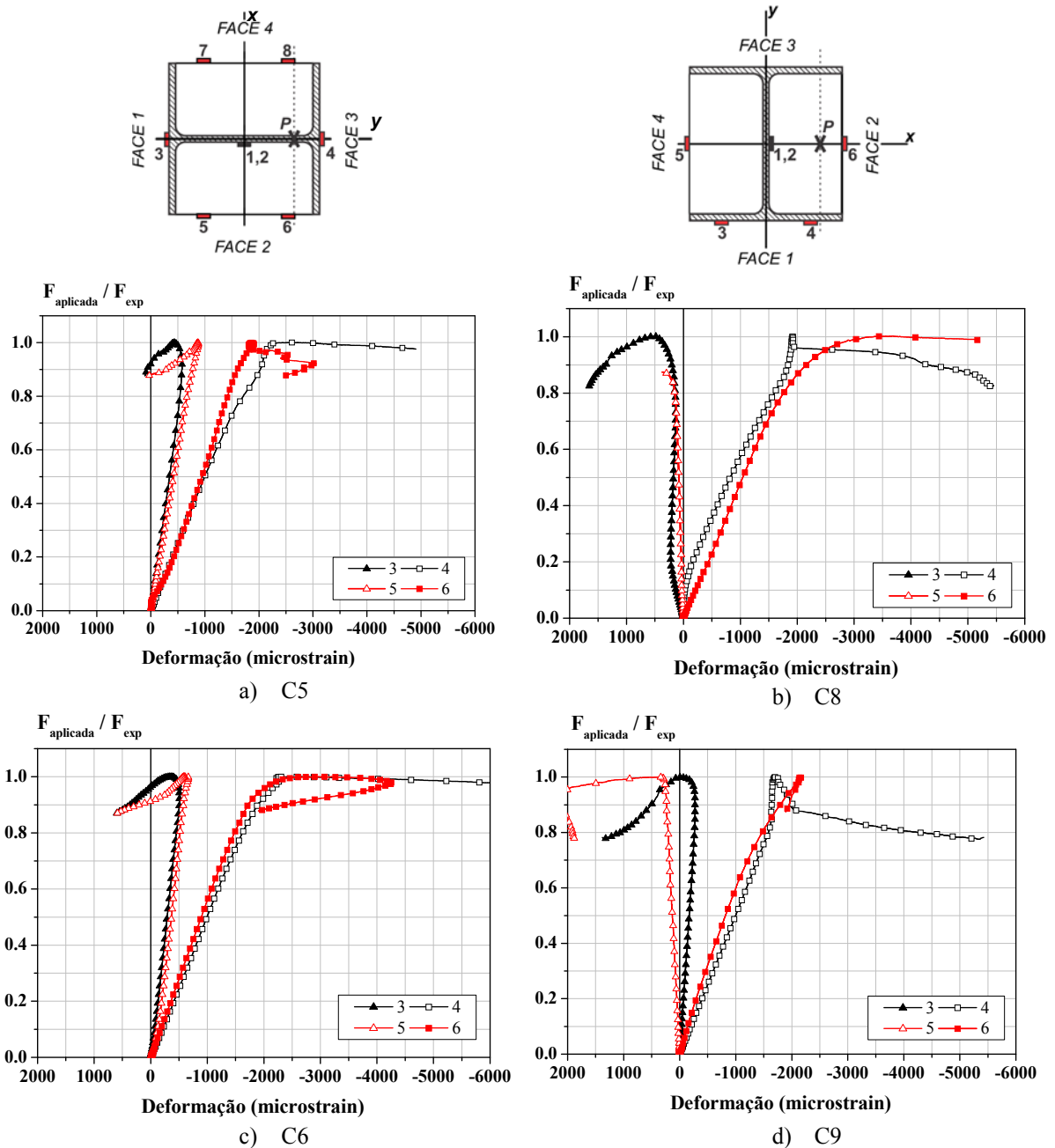
Na face mais comprimida, a deformação da mesa para a força máxima nos exemplares submetidos a flexão em x é de 2500 $\mu\epsilon$, indicando o início do escoamento para 85% da força máxima. Já para os exemplares C-07 e C-08, a ordem de grandeza das deformações indica que o escoamento na região ocorreu com aproximadamente 80% da força máxima enquanto que para o exemplar C-09 isto só ocorreu após a força máxima. As deformações registradas na alma indicam que sua contribuição é mais significativa para os modelos com flexão em x , nos quais, provavelmente, esta também contribuiu significativamente para a capacidade resistente residual do pilar.

A Figura 4.40 apresenta as deformações registradas para o concreto e o aço dos exemplares C-05, C-06, C-08 e C-09. Os resultados observados para os exemplares com seção transversal composta por armadura convencional e tela de aço foram muito similares tanto em termos de deformação como para o comportamento pós-pico.

Nos exemplares submetidos a flexão em x , ao se comparar as deformações no concreto e no perfil metálico percebe-se que os valores registrados são praticamente iguais até 60% da força máxima para o C-05 e até a força máxima para o C-06. Observa-se também significativa capacidade de deformação do concreto nos exemplares compostos por concreto com adição de fibras de aço.

Já para os exemplares submetidos a flexão em y observam-se algumas distinções entre o comportamento dos exemplares com armaduras discretas (C-07 e C-08) e o exemplar com concreto com adição de fibras (C-09). Ao se comparar as deformações no concreto e no perfil de aço para a face menos comprimida verifica-se que os valores registrados são praticamente iguais para os exemplares C-07 e C-08. Por outro lado, no exemplar C-09 constata-se compressão no perfil de aço e tração no concreto desde os primeiros níveis de carregamento. Vale salientar que as leituras do extensômetro 5 no exemplar C-08 foram comprometidas ao se atingir 90% da força máxima, devido à formação de uma fissura no concreto exatamente na região onde estava colado o extensômetro. Na face mais comprimida observaram-se valores de deformação similares para o aço e para o concreto em todos os exemplares ensaiados. Por essas análises pode-se concluir que a linha neutra corta a seção transversal e se localiza próxima à face menos comprimida.

Figura 4.40 – Curva Força vs. Deformação para os exemplares flexo-comprimidos



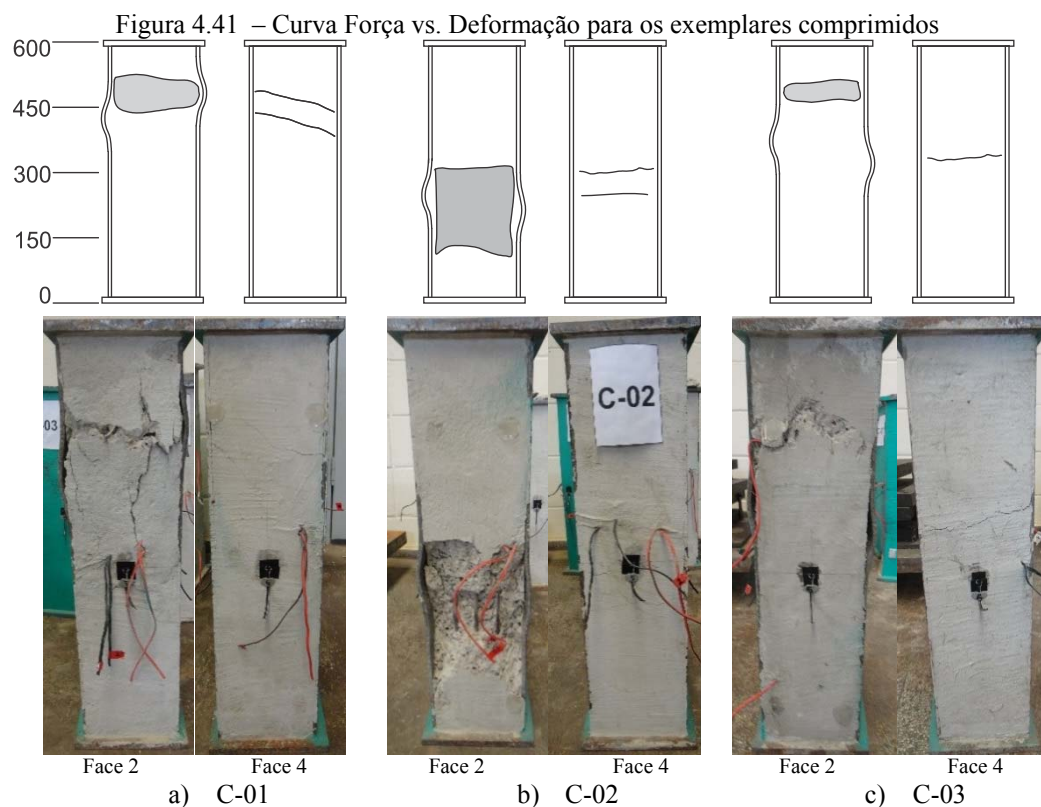
Fonte: Próprio autor

A ordem de grandeza das deformações registradas na fase final do ensaio indicam a ocorrência de plastificação nesta região com o surgimento de instabilidades locais no perfil metálico mostradas na Figura 4.42 e Figura 4.43.

O registro de deformações na armadura longitudinal indicou que nos exemplares submetidos a força centrada e a flexão em y (C-01, C-02, C-07 e C-08) o escoamento das barras longitudinais tem início quando a força aplicada aproxima-se da força máxima do elemento. Já para os exemplares submetidos a flexão em x (C-04 e C-05) os registros indicam que ora o escoamento ocorreu somente no pós-pico e ora nem mesmo ocorreu.

4.7.3.4 Configuração Final

A Figura 4.41 a Figura 4.43 apresentam a configuração deformada final dos elementos da Série S1. Além disso, indicam também a localização dos principais pontos de esmagamento do concreto e das fissuras na face tracionada.

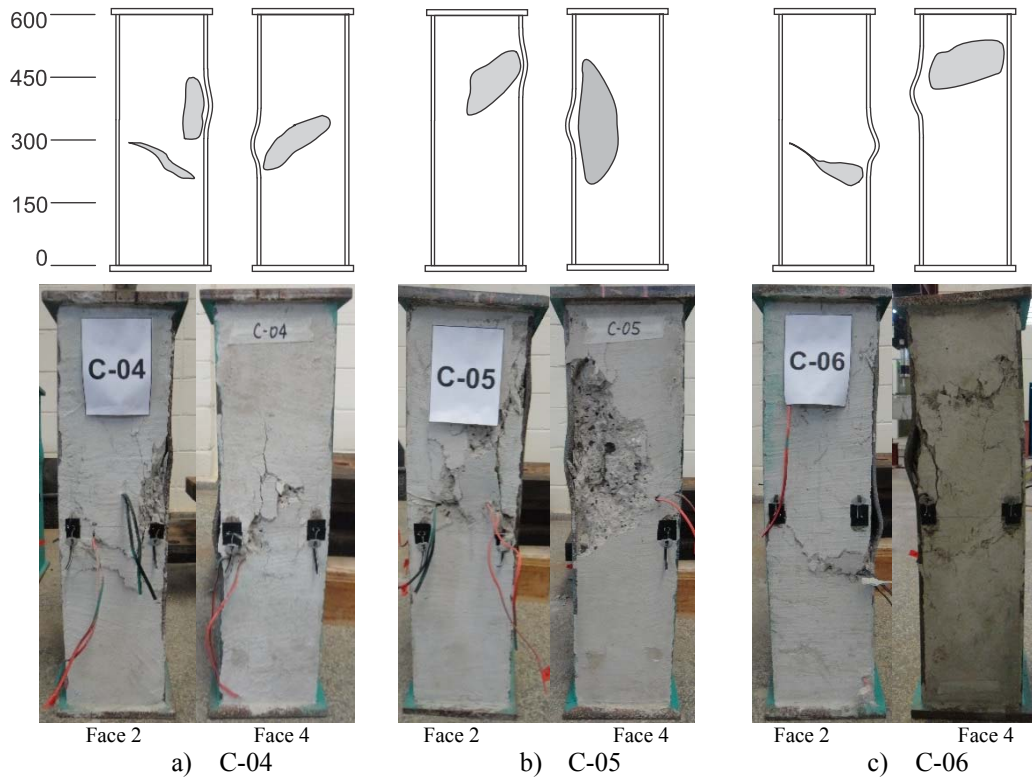


Fonte: Próprio autor

Os exemplares com excentricidade de primeira ordem nula foram posicionados na Máquina de ensaios com a face 1 voltada para frente; desta forma, as faces 2 e 4 (apresentadas na Figura 4.41) são as faces mais comprimida e menos comprimida, respectivamente. Como indicado pelas deformações nestas faces, no trecho pós-pico a face 4 está submetida à tração, o que justifica a existência de regiões fissuradas. Pode-se perceber também que o plano de falha para os exemplares C-01 e C-03 ocorreu próximo à extremidade superior e para o exemplar C-02 na porção central. Este comportamento é aceitável por se tratarem de corpos de prova curtos.

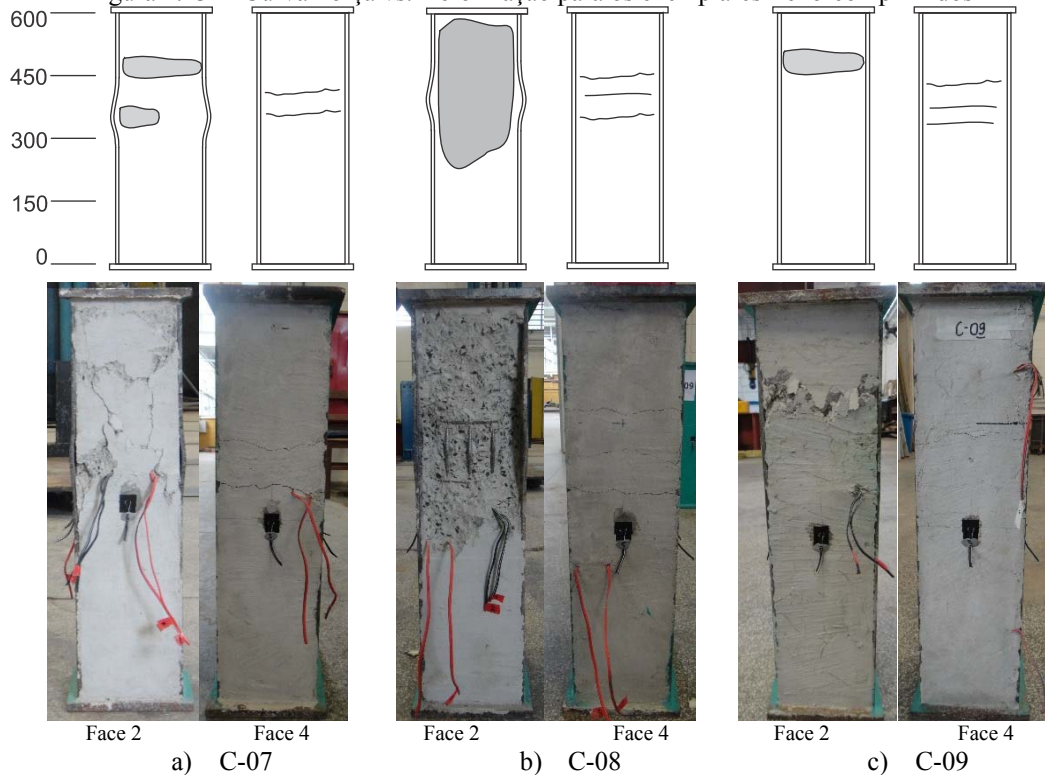
Os exemplares submetidos a flexão em x estão indicados na Figura 4.42. Como estes exemplares foram posicionados na máquina de ensaios com a face 2 voltada para frente, é possível verificar na Figura 4.42 a curvatura de flexão. Além disso, observa-se que ocorreu instabilidade local na face mais comprimida.

Figura 4.42 – Curva Força vs. Deformação para os exemplares flexo-comprimidos em torno de x



Fonte: Próprio autor

Figura 4.43 – Curva Força vs. Deformação para os exemplares flexo-comprimidos



Fonte: Próprio autor

Finalmente, a configuração deformada dos exemplares submetidos a flexão em y estão indicados na Figura 4.43. Novamente, as faces 2 e 4 são as faces mais comprimida e menos

comprimida, respectivamente. Verifica-se que o esmagamento do concreto na face mais comprimida abrange uma área maior para os exemplares C-07 e C-08 quando comparados com o exemplar C-09. Isto indica que as fibras efetivamente auxiliam o comportamento do concreto.

Vale salientar ainda que, na inspeção dos exemplares compostos por telas de aço pode-se observar que, na região de concreto esmagado, houve o descolamento de uma porção significativa do concreto, deixando as telas a mostra.

4.8 Série S2

A série S2 que é composta por seis pilares esbeltos com 200 cm de comprimento, todos submetidos a flexo-compressão em y (Tabela 4.16). A seguir são descritas características específicas desta série bem como os resultados obtidos.

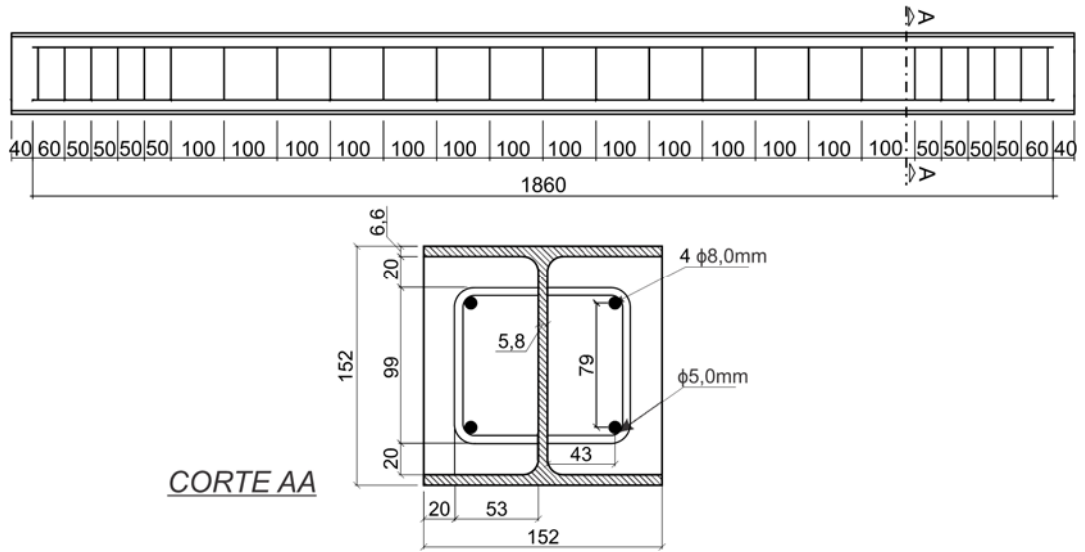
Tabela 4.16 – Exemplares ensaiados na Série S2

Exemplar	Perfil de aço	Eixo de flexão	e (mm)	Comprimento (mm)	Tipo de Armadura	Tipo de Concreto	f_{cm} (MPa)
E-01	W 152x22,5	-	0	2000	Convenc.	Convencional	36,7
E-02	W 152x22,5	-	0	2000	Tela	Convencional	36,7
E-03	W 152x22,5	-	0	2000	-	com fibras	34,8
E-04	W 152x22,5	y	25	2000	Convenc.	Convencional	36,7
E-05	W 152x22,5	y	25	2000	Tela	Convencional	36,7
E-06	W 152x22,5	y	25	2000	-	com fibras	34,8

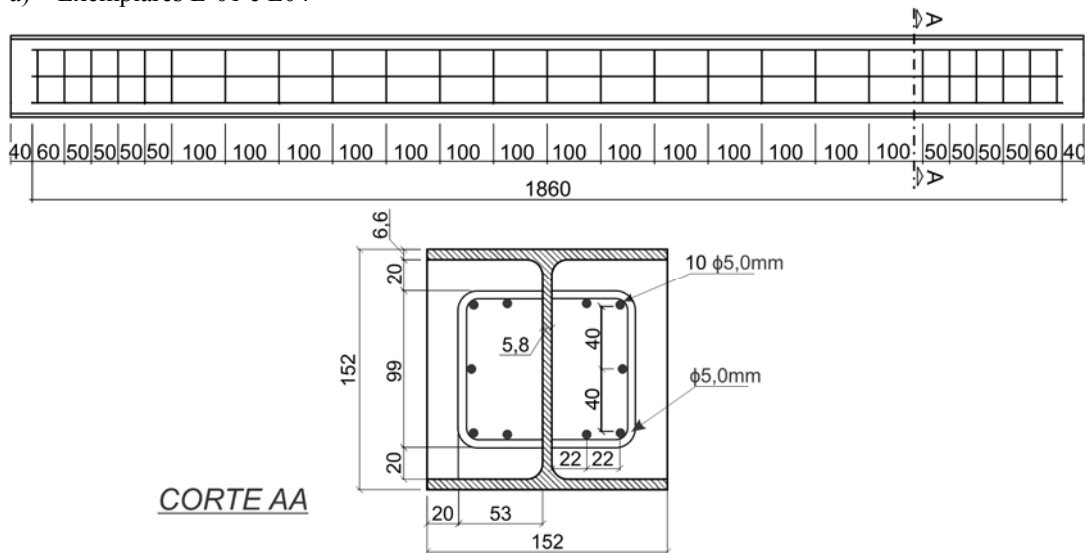
4.8.1 Geometria e instrumentação dos exemplares

As características geométricas dos exemplares da série S2 são similares aos da série S1, exceto por possuírem um maior comprimento (200 cm) e, portanto possuem maior índice de esbeltez. Detalhes da geometria são apresentados na Figura 4.44

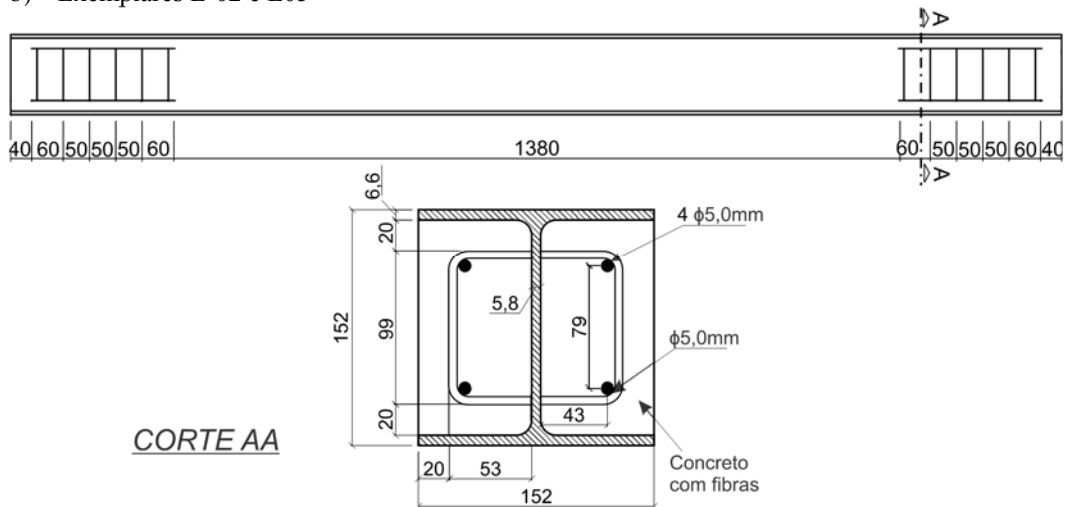
Figura 4.44 – Geometria dos exemplares da série S2



a) Exemplos E-01 e E04



b) Exemplos E-02 e E05



c) Exemplos E-03 e E06

Fonte: Próprio autor

A Figura 4.45 apresenta a configuração dos exemplares da série S2 antes da concretagem.

Figura 4.45 – Exemplares série S2

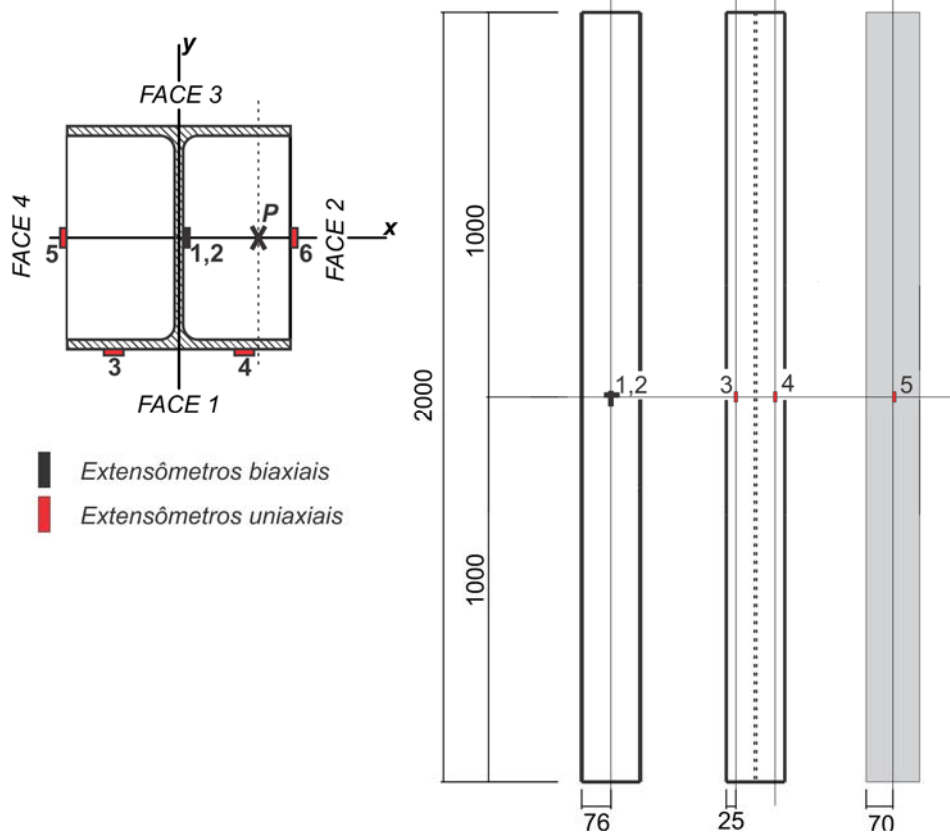


Fonte: Próprio autor

O registro de deformações também contou com 5 extensômetros de resistência dispostos na porção central do pilar, como indica a Figura 4.46.

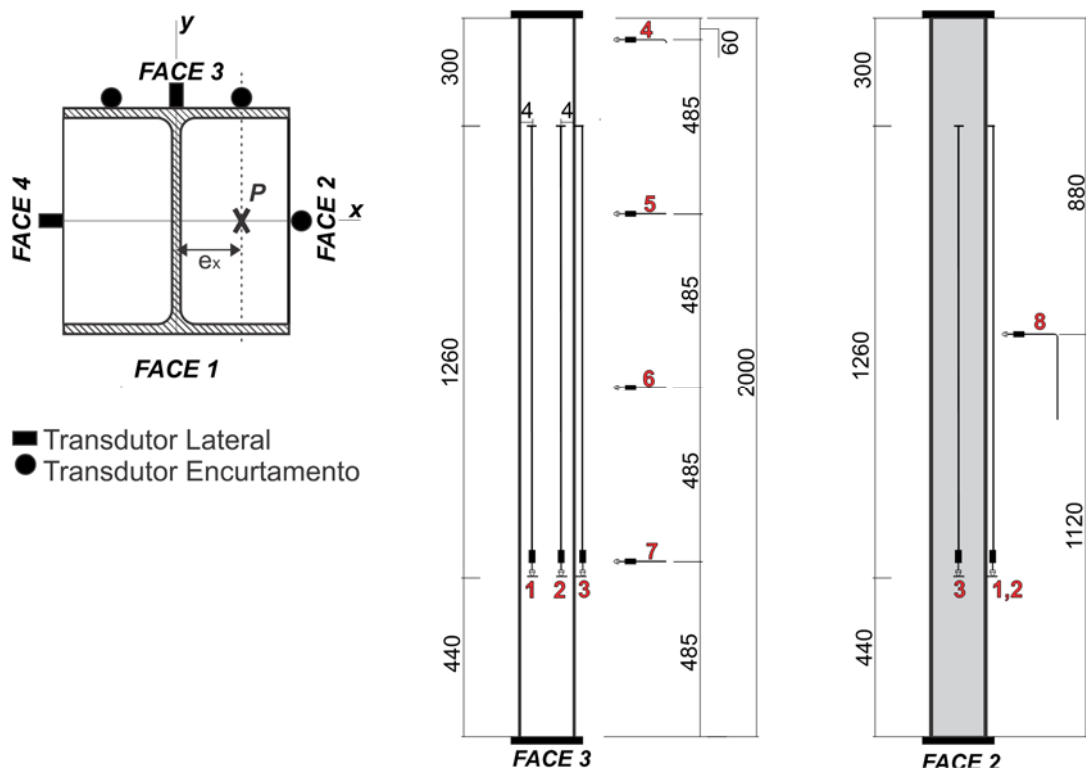
Dois transdutores de deslocamento com curso máximo de 25 mm e sensibilidade de 0,001 mm foram posicionados verticalmente para medir o encurtamento do pilar em uma das faces. Na face perpendicular a esta, foi posicionado mais um transdutor de deslocamento medindo o encurtamento no concreto. Para medir os deslocamentos laterais foram posicionados quatro transdutores de deslocamento com curso máximo de 100 mm e sensibilidade de 0,01mm na face 4. Na face 3 havia ainda um transdutor de deslocamento para avaliar possíveis deslocamentos laterais na outra direção (Figura 4.47).

Figura 4.46 – Posicionamento dos extensômetros Série S2



Fonte: Próprio autor

Figura 4.47 - Transdutores de deslocamento Série S2



Fonte: Próprio autor

4.8.2 Condições de vinculação e esquema de ensaio

O esquema de ensaio utilizado na Série S2 foi o mesmo utilizado na série S1, a fim de possibilitar a comparação entre os exemplares das duas séries. Foram feitas apenas adaptações na base da máquina de ensaios para permitir o posicionamento de exemplares com maiores dimensões, a Figura 4.48 mostra a configuração do ensaio e a disposição da instrumentação.

Figura 4.48 – Esquema de ensaio da Série S2



Fonte: Próprio autor

4.8.3 Resultados

4.8.3.1 Força máxima e Momento máximo

Os valores de força máxima e momento máximo obtidos para os pilares da série S2 são apresentados na Tabela 4.17. Do mesmo modo que para a Série S1, o momento fletor máximo

foi calculado multiplicando-se a força experimental máxima pela excentricidade total composta pela excentricidade de primeira ordem, excentricidade acidental (3 mm) e o deslocamento lateral para a força máxima.

Os exemplares E-01 e E-02 apresentaram valores de força máxima muito próximos (diferença de apenas 2,8%), entretanto a força máxima obtida para a configuração com fibras de aço (E-03) foi aproximadamente 6 % maior. Este comportamento não era esperado, pois se espera que haja uma contribuição da armadura longitudinal para a capacidade resistente da seção transversal e assim a força máxima resistida pelos pilares com armadura discreta seja maior. Entretanto, a presença de armadura também dificulta a concretagem – vibração e adensamento do concreto – em especial para os pilares de maiores comprimentos. Neste sentido, o aumento na capacidade resistente do exemplar E-03 pode estar relacionado a uma melhoria na qualidade do concreto. Entretanto, como o concreto com adição de fibras possui resistência aproximadamente de 5% menor que a do concreto convencional utilizado esta não deve ser a causa do maior valor de força máxima obtido nesta situação. Assim, uma justificativa mais plausível seria que excentricidade acidental (imperfeições no perfil ou posicionamento do exemplar) neste exemplar tivesse um valor inferior aos demais exemplares, portanto, atinge uma força axial maior.

Já nos exemplares flexo-comprimidos o comportamento fica dentro do esperado, isto é, o exemplar E-06, composto por concreto com adição de fibras de aço, apresenta um valor de força máxima menor que os exemplares compostos por concreto convencional.

A Tabela 4.17 também apresenta a taxa de redução da força máxima observada para os exemplares flexo-comprimidos em comparação com os pilares submetidos a compressão simples. Esta redução foi de aproximadamente 44% para os exemplares com armaduras discretas e de 52% para os pilares com concreto com fibras de aço.

Tabela 4.17 – Força máxima e momento máximo para os exemplares da Série S2

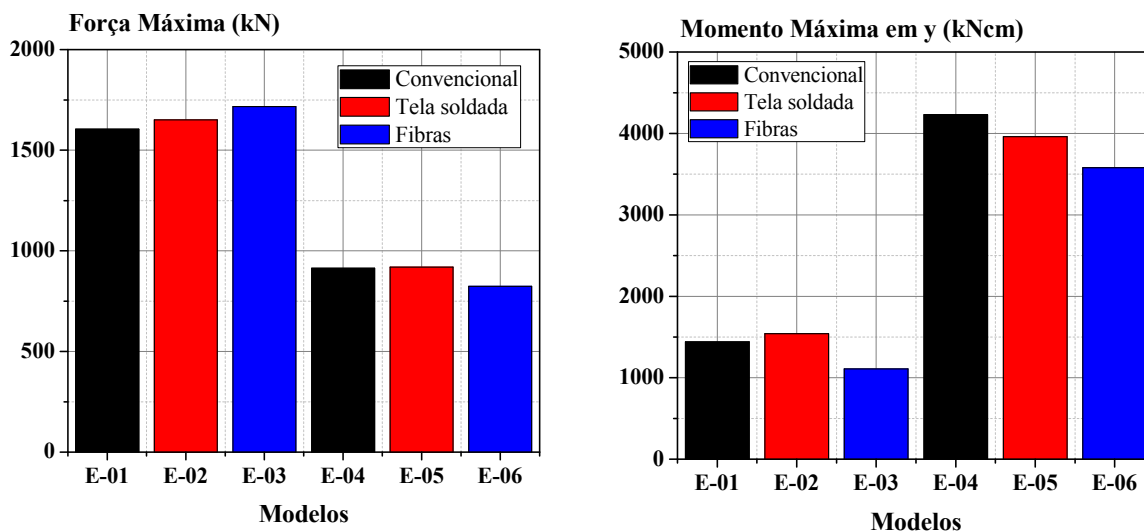
Exemplar	$e_{x,i}$ (mm)	$e_{y,i}$ (mm)	δ_x^* (mm)	δ_y^* (mm)	F (kN)	M_x (kN.cm)	M_y (kN.cm)	Redução em F^{**} (%)
E-01	0	0	-0,771	-5,99	1604,28	605	1442	-
E-02	0	0	-0,037	-6,35	1650,21	501	1543	-
E-03	0	0	0,541	3,46	1717,36	608	1109	-
E-04	25	0	0,092	-18,31	913,27	-	4229	43,00
E-05	25	0	-0,496	-15,09	919,07	-	3960	44,00
E-06	25	0	0,312	-15,48	823,31	-	3580	52,00

$$M = F \cdot (e_i + e_a + \delta)$$

* Para a força máxima, ** Utilizando os exemplares centrados como referência

Os valores de força máxima e momento máximo em y também são apresentados na Figura 4.49 onde é possível visualizar as tendências e influencias dos parâmetros.

Figura 4.49 – a) Força Máxima; b) Momento máximo em y para os exemplares da série S2



a)
Fonte: Próprio autor

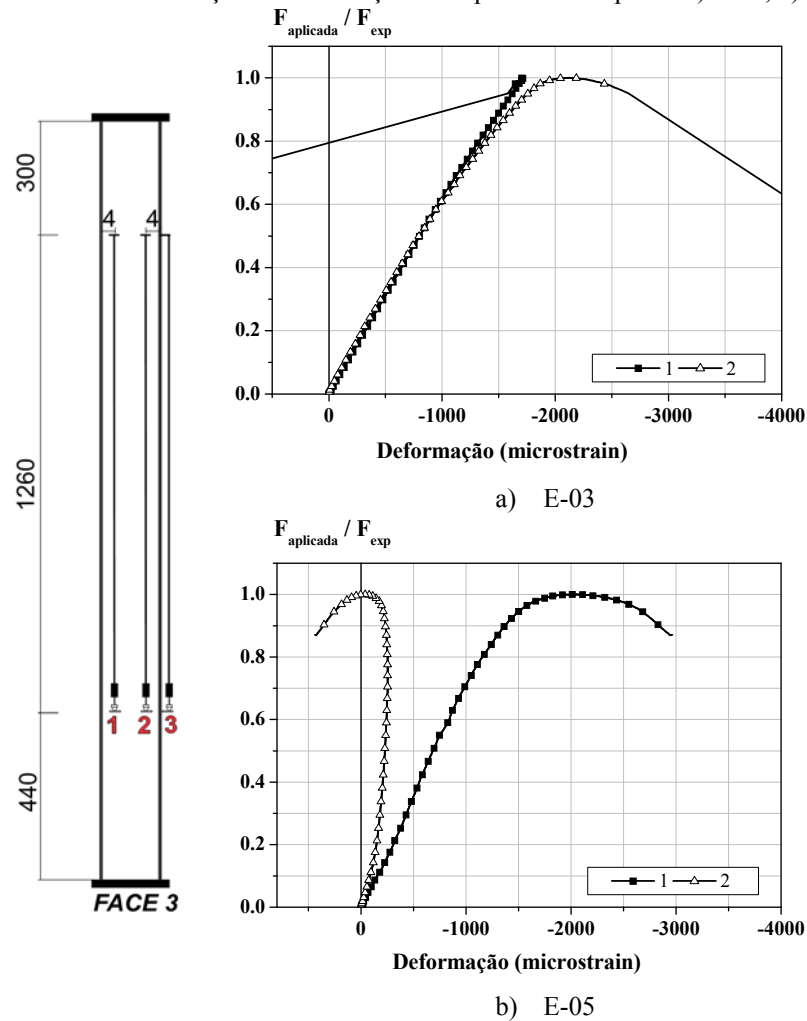
b)

4.8.3.2 Registro de deslocamentos: Encurtamento médio e deslocamentos laterais

Os transdutores de deslocamento 1 e 2 mediram os valores de encurtamento axial de cada exemplar. Um valor de deformação axial para cada uma das faces foi obtido dividindo-se os valores de encurtamento medido pelo comprimento entre os pontos de fixação dos transdutores de deslocamento no pilar (1260 mm) obteve-se um valor de deformação axial em cada uma das faces.

Para os exemplares submetidos a compressão simples, os valores medidos pelos transdutores de deslocamento foram muito similares até cerca de 50% da força máxima para os exemplares E-01 e E-02. Após isto, começa a haver um lado mais comprimido que o outro. Já para o exemplar E-03, as deformações nos dois lados se mantiveram praticamente iguais até aproximadamente 80% do valor da força máxima. Isto indica que a excentricidade acidental foi muito pequena neste exemplar. A deformação axial na face mais comprimida foi bastante próxima para os três exemplares e atingiu o valor de aproximadamente 2000 $\mu\epsilon$ para a força máxima. Na face menos comprimida as deformações axiais atingiram valores de 1500 $\mu\epsilon$ para os exemplares E-01 e E-02 e de 1700 $\mu\epsilon$ para o exemplar E-03.

Figura 4.50 – Curva Força vs. Deformação axial para os exemplares a) E-01, b) E-05



Fonte: Próprio autor

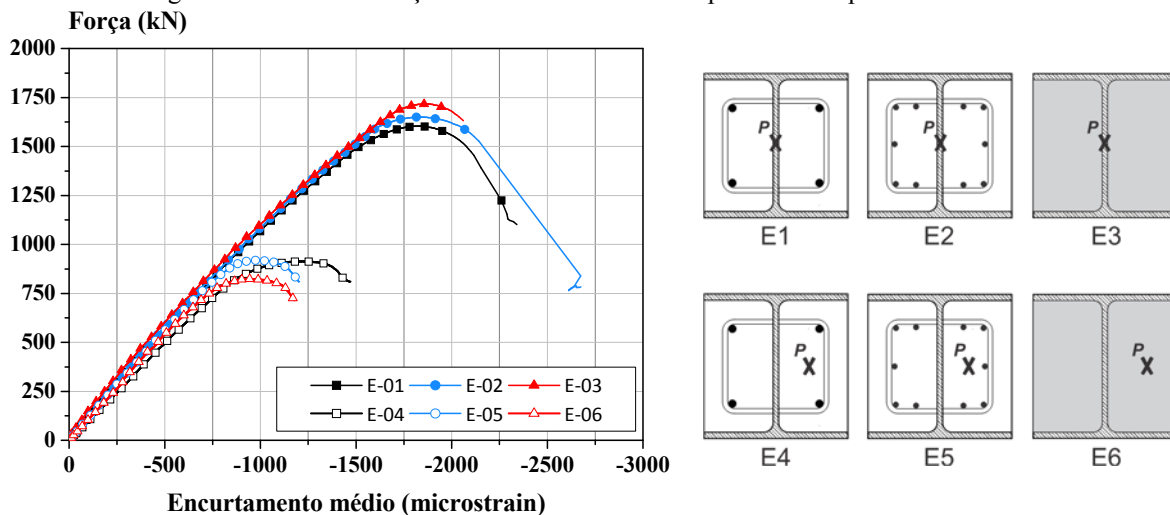
O comportamento observado para os exemplares submetidos a flexo-compressão foi muito similar para todos os pilares, independente da existência de armadura. Desde o início do carregamento há uma face mais comprimida e com o aumento da força aplicada este distanciamento fica mais pronunciado. A deformação axial para a força máxima na face mais comprimida é de 2700 $\mu\epsilon$, 2000 $\mu\epsilon$ e 3000 $\mu\epsilon$ para os exemplares E-04, E-05 e E-06 respectivamente.

O encurtamento médio do pilar foi obtido por meio da média dos valores registrados pelos transdutores 1 e 2 dividida pela distância entre os pontos de fixação. A curva Força vs. Encurtamento médio para todos os exemplares da série S2 é apresentada na Figura 4.51.

O comportamento estrutural observado para os elementos estudados é similar, independente da configuração de armadura adotada para a seção transversal. Observa-se que, para os elementos submetidos a compressão simples, o comportamento foi linear até 60% da

força máxima; por outro lado, para os exemplares submetidos a flexo-compressão o comportamento é linear até 80% da força máxima.

Figura 4.51 – Curva Força vs. Encurtamento médio para os exemplares da Série S2



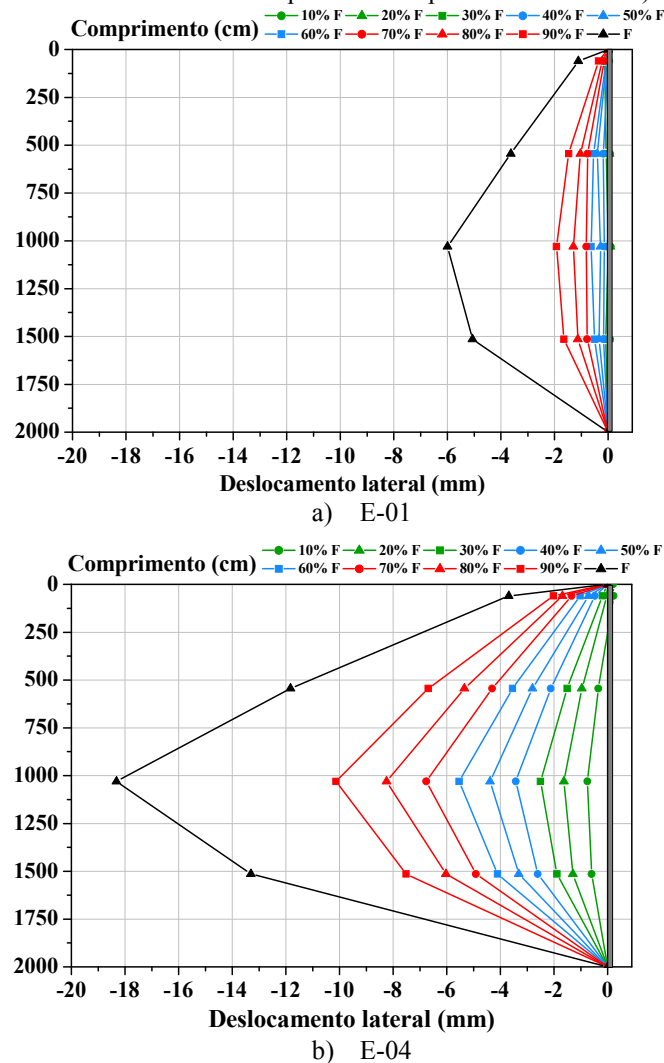
Fonte: Próprio autor

O comportamento dos exemplares submetidos a compressão simples (E-01 a E-03) é similar para as três configurações estudadas. A deformação para a força máxima foi de aproximadamente $1900 \mu\epsilon$ para todos os exemplares. Os exemplares flexo-comprimidos também apresentaram comportamento similar, todavia o exemplar E-04 apresentou a rigidez um pouco inferior aos demais. A deformação axial para a força máxima foi de $1200 \mu\epsilon$ para o exemplar E-04 e de $950 \mu\epsilon$ para E-05 e E-06.

Em comparação aos modelos com carregamentos centrados, a redução na força máxima aplicada foi de 44% para os modelos com armaduras discretas e 52% para os modelos com concreto com fibras. Em todos os casos foi observado que há deformações significativas, porém não foi observada uma resistência residual no trecho pós-pico. Em especial nos exemplares submetidos a compressão simples, logo após ser atingida a capacidade resistente da seção transversal, a queda da força foi tão repentina que apenas poucos pontos puderam ser registrados entre o pico e o final do ensaio. Nos exemplares flexo-comprimidos, o ensaio foi encerrado quando os elementos já se encontravam bastante deformados para evitar acidentes.

Os deslocamentos laterais foram registrados pelos transdutores de deslocamento localizados a 60 mm, 545 mm, 1030 mm, 1515 mm do topo do pilar. A evolução dos deslocamentos laterais em função do aumento da força aplicada é apresentada na Figura 4.52.

Figura 4.52 – Deslocamentos laterais para os exemplares da série S2: a) E-01; b) E-04



Fonte: Próprio autor

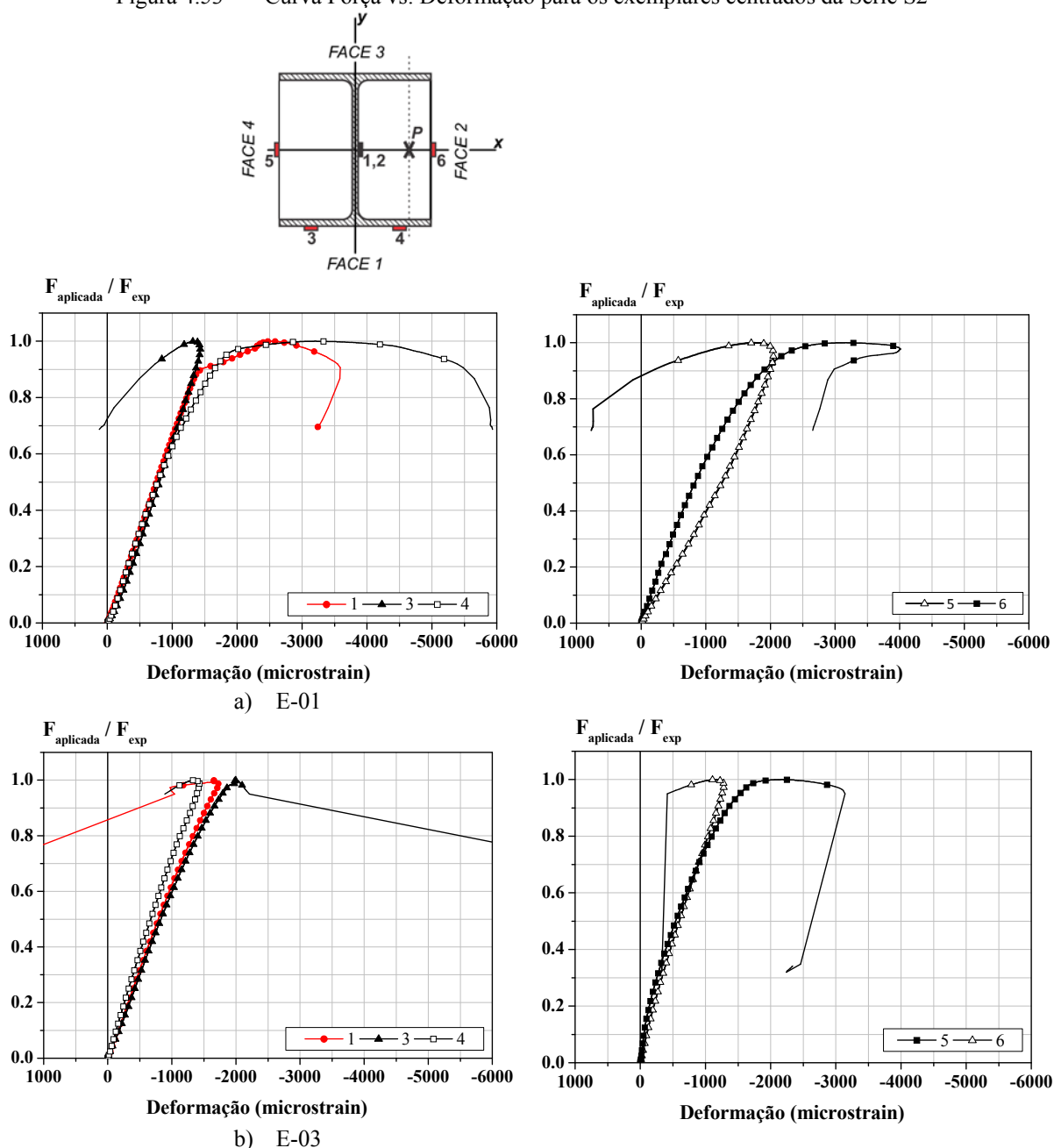
Os valores dos deslocamentos registrados pelos transdutores de deslocamento representam de forma aproximada a configuração deformada do elemento estudado. Para os exemplares E-01 e E-02 os deslocamentos laterais não ultrapassam 1 mm para força equivalente a 70% da força máxima atingida pelo elemento e a partir deste ponto verifica-se um aumento progressivo dos deslocamentos até a falha do modelo. O exemplar E-03 só atinge 1 mm de deslocamento lateral para 90% da força máxima, o que reforça a ideia de que a excentricidade accidental neste exemplar era muito pequena. A partir deste ponto há um aumento repentino dos deslocamentos laterais.

4.8.3.3 Deformação axial dos materiais

Os registros de deformações foram feitos por meio de quatro extensômetros colados no perfil metálico e dois extensômetros colados em faces opostas do concreto.

A Figura 4.53 apresenta os resultados para os exemplares da série S2 submetidos a compressão simples. O extensômetro 4, colado na região mais comprimida da mesa do perfil, registrou para o exemplar E-01 deformações de $3200 \mu\epsilon$ para a força máxima, enquanto que para os exemplares E-02 e E-03 foram registradas deformações de $2000 \mu\epsilon$. A ordem de grandeza das deformações permite inferir que o escoamento desta região ocorreu a 95% da força máxima para o exemplar E-01 e apenas no trecho pós-pico para os demais (Figura 4.53). Comportamento similar foi observado para as deformações axiais na alma do perfil, sendo registradas deformações de $2500 \mu\epsilon$ para o exemplar E-01 e de $1800 \mu\epsilon$ para os demais.

Figura 4.53 – Curva Força vs. Deformação para os exemplares centrados da Série S2



Fonte: Próprio autor

As deformações no concreto são bastante próximas às deformações no aço, em especial na face mais comprimida. As deformações registradas nesta face foram de 2500 $\mu\epsilon$, 2000 $\mu\epsilon$ e 2300 $\mu\epsilon$ para os exemplares E-01, E-02 e E-03, respectivamente. A armadura longitudinal também foi instrumentada, e para todos os exemplares, as deformações registradas indicam que o escoamento da armadura só ocorreu no trecho pós-pico.

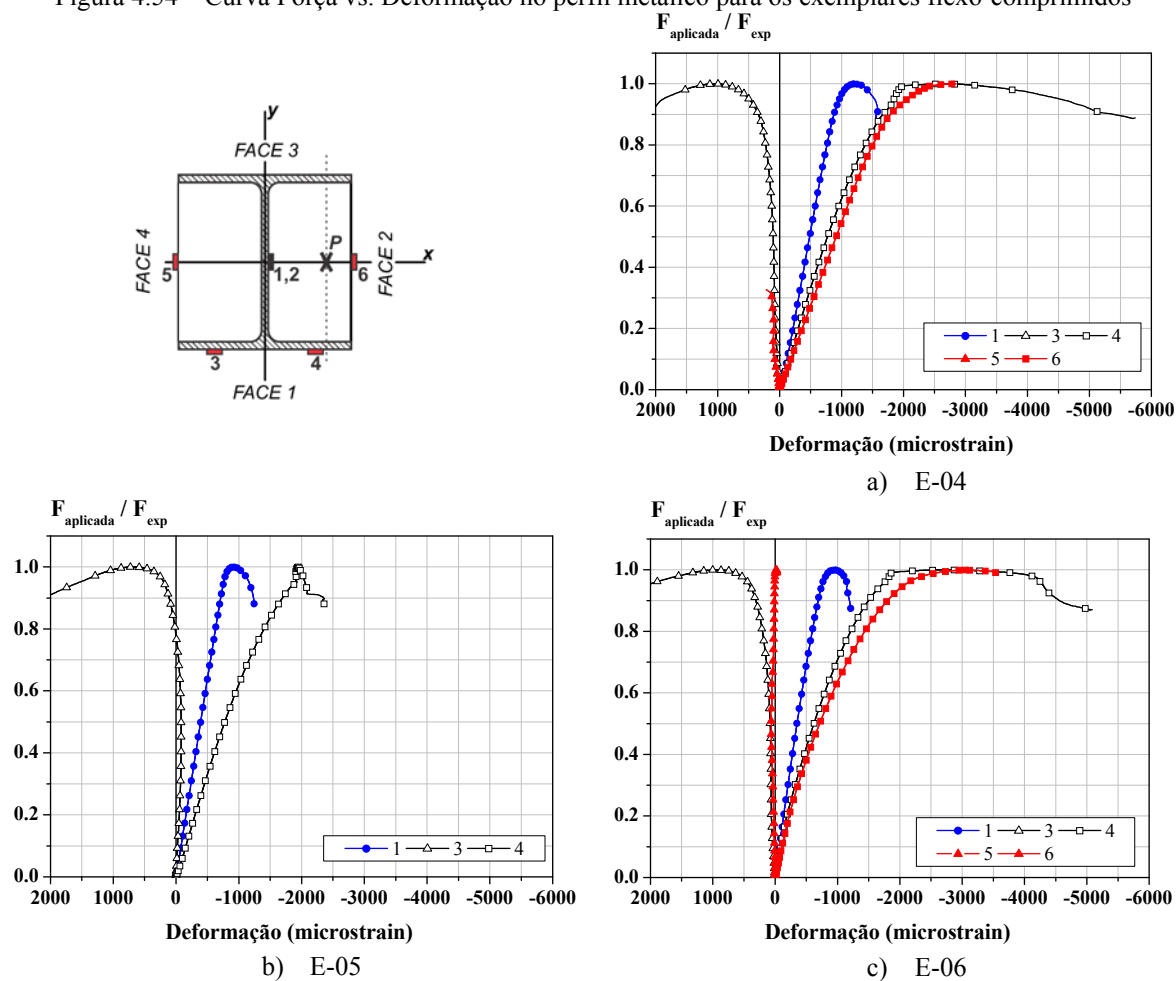
Devido à queda repentina da força aplicada no exemplar E-03, poucos pontos puderam ser registrados no trecho pós-pico, não sendo possível avaliar o comportamento das deformações.

Para os exemplares flexo-comprimidos os registros de deformação são apresentados na Figura 4.54. A região da mesa mais comprimida apresenta, como esperado, maiores valores de deformação que a alma desde o início do carregamento. Enquanto a alma registra para a força máxima deformações de aproximadamente 1000 $\mu\epsilon$, a região mais comprimida da mesa apresenta deformações que variam de 2000 a 3000 $\mu\epsilon$, de acordo com o exemplar considerado. Estes valores indicam que não houve o escoamento da alma.

Observando os valores das deformações pode-se concluir que a linha neutra provavelmente corta o pilar e está localizada próxima à face menos comprimida. Ao se confrontar as deformações registradas pelos extensômetros 4 (aço) e 6 (concreto) nos exemplares E-04 e E-06, observa-se que apesar de não estarem posicionados exatamente na mesma posição possuem valores muito próximos. Já na face menos comprimida, aço e concreto apresentam inicialmente um mesmo comportamento; entretanto, a partir de um determinado ponto, as deformações no aço e no concreto tendem a se distanciar. No exemplar E-04, a partir de 30% da força máxima houve a abertura de uma fissura exatamente no ponto onde estava colado o extensômetro 5, danificando-o e prejudicando as leituras. Por outro lado, no exemplar E-06, apesar de o extensômetro 5 não ter sido danificado, foram registradas deformações pouco expressivas até o final do ensaio. A partir de uma força equivalente a 60% da força máxima, houve um aumento nas deformações do aço, divergindo das deformações registradas no concreto.

Vale salientar que estas comparações não puderam ser feitas para o exemplar E-02, pois os extensômetros colados nas faces do concreto (5 e 6) também foram danificados.

Figura 4.54 – Curva Força vs. Deformação no perfil metálico para os exemplares flexo-comprimidos

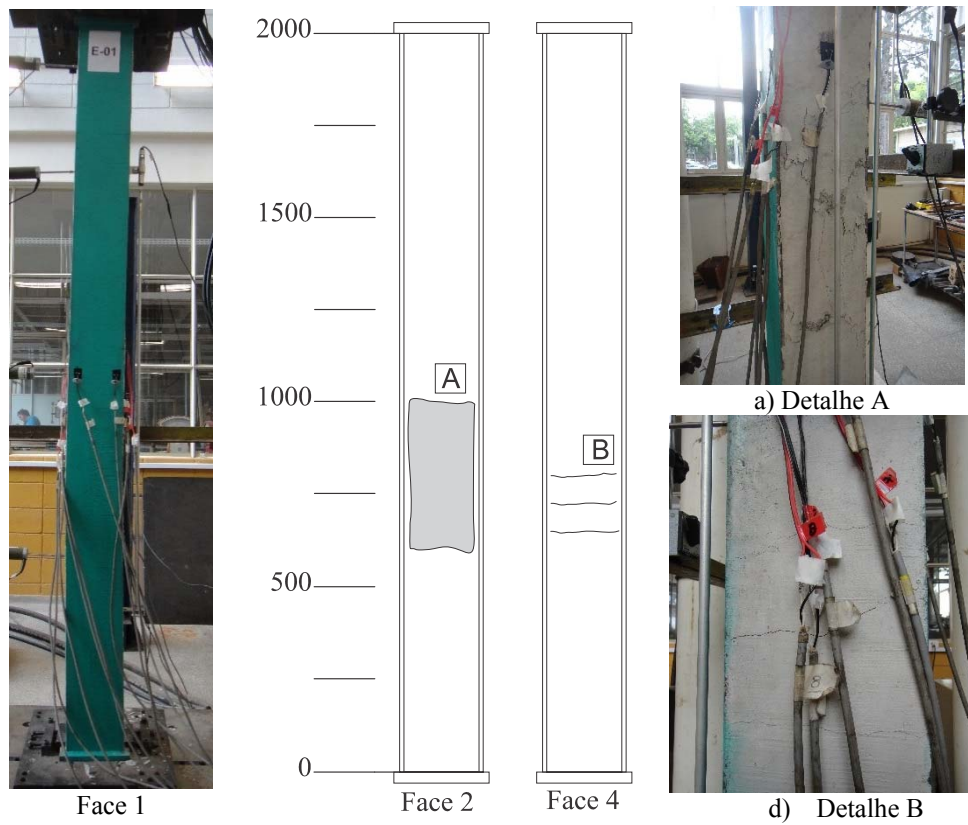


Fonte: Próprio autor

4.8.3.4 Configuração Final

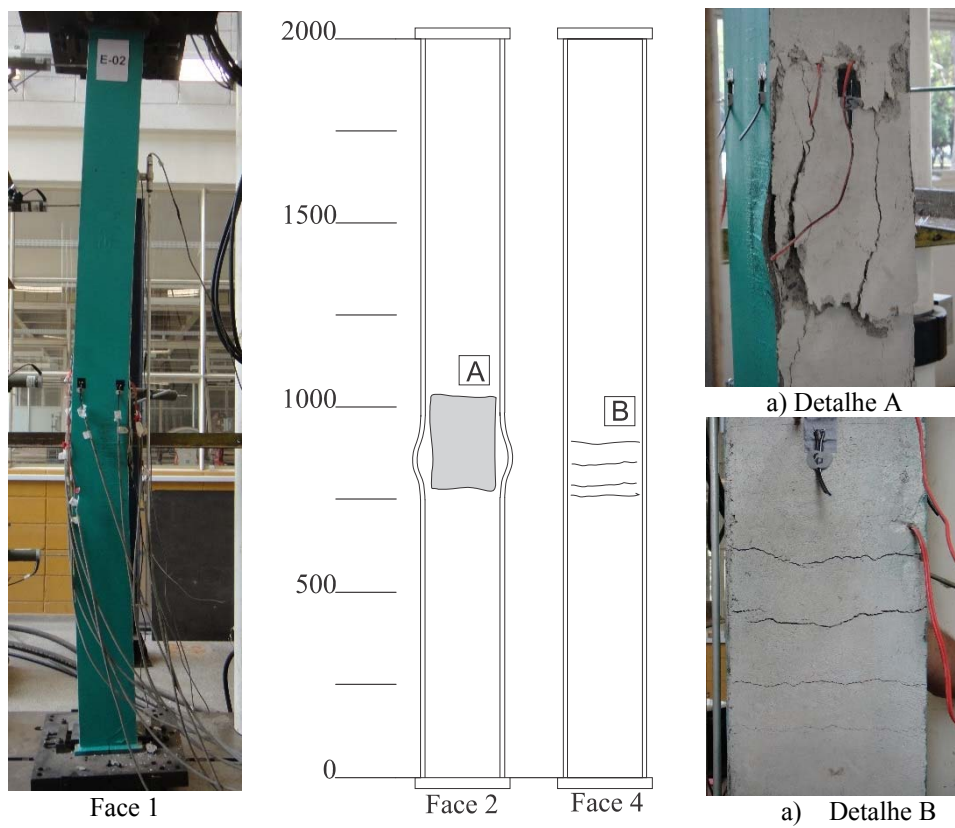
A Figura 4.55, Figura 4.56 e Figura 4.57 apresentam a configuração deformada final dos elementos submetidos a compressão simples da Série S2. Observa-se que a ruptura ocorreu na porção central de todos os elementos ensaiados. Houve o esmagamento do concreto na face 2 (mais comprimida) e formação de fissuras de tração na face 4.

Figura 4.55 – Configuração deformada final para o exemplar E-01



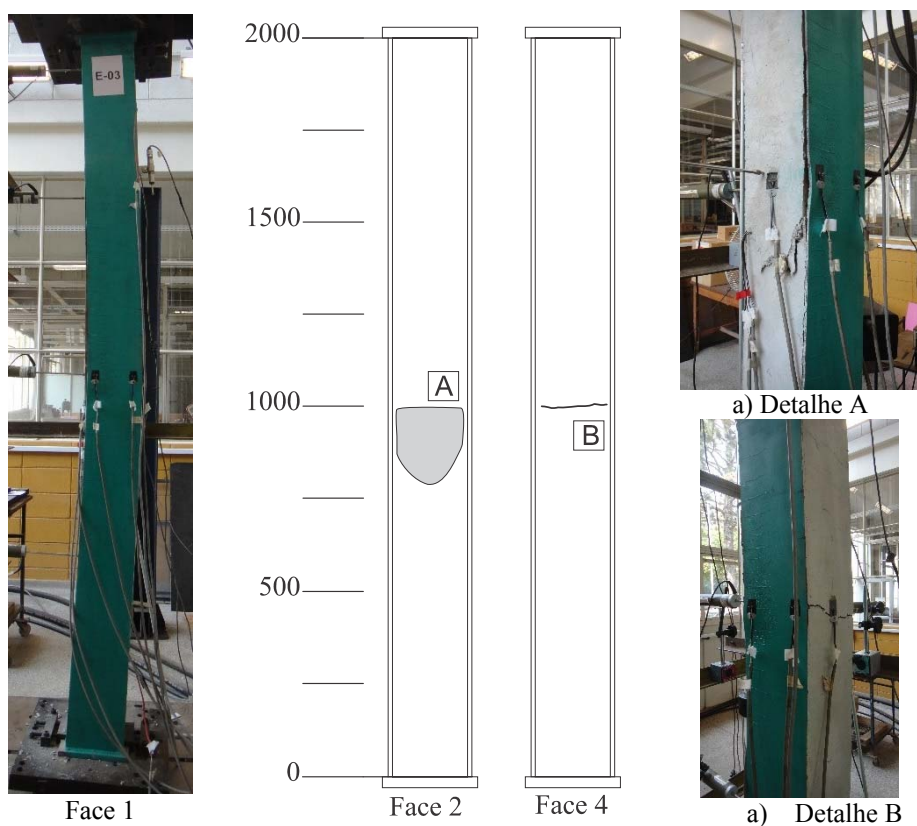
Fonte: Próprio autor

Figura 4.56 – Configuração deformada final para o exemplar E-02



Fonte: Próprio autor

Figura 4.57 – Configuração deformada final para o exemplar E-03

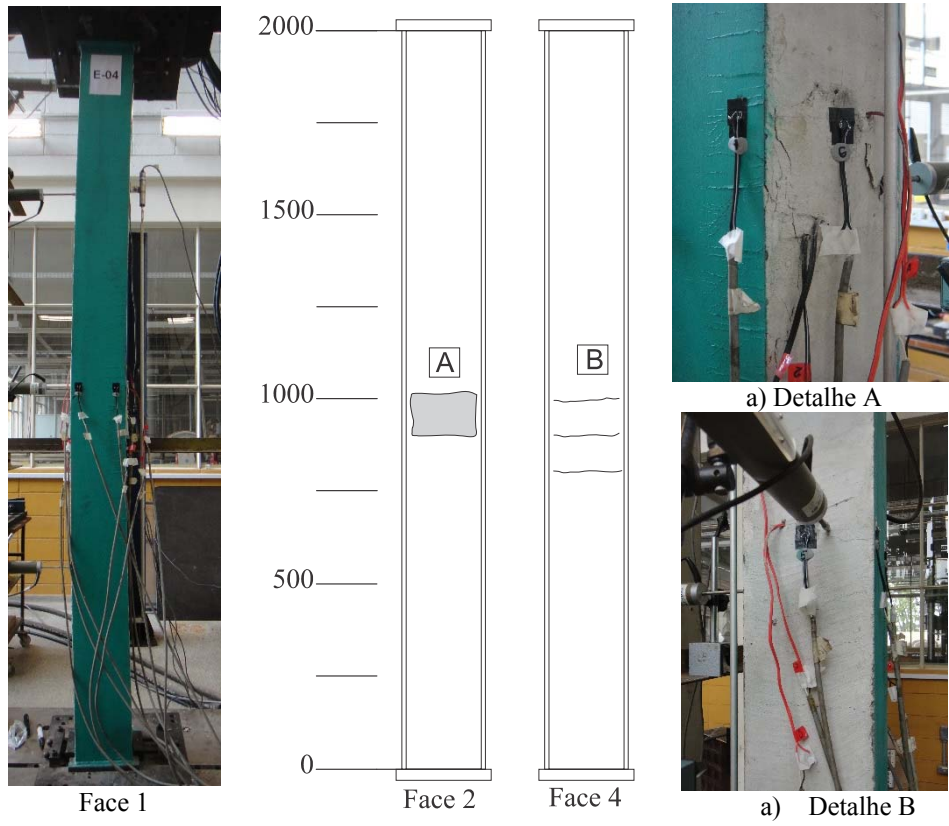


Fonte: Próprio autor

Nos exemplares E-01 e E-02, a queda da força aplicada foi menos abrupta do que no exemplar E-03. Neste último exemplar, como supracitado, a excentricidade acidental deve ter sido menor do que nos exemplares E-01 e E-02, de modo que não ocorreu uma flexão gradual do elemento e ao se esgotar a capacidade resistente da seção houve a incapacidade do elemento de suportar acréscimos de força axial, seguida por grandes deformações e deslocamentos visíveis. Nos exemplares E-02 e E-03 o aparecimento de instabilidade local mostrada nas Figura 4.56 e Figura 4.57 foi percebido também pelo esgotamento da capacidade resistente do pilar misto.

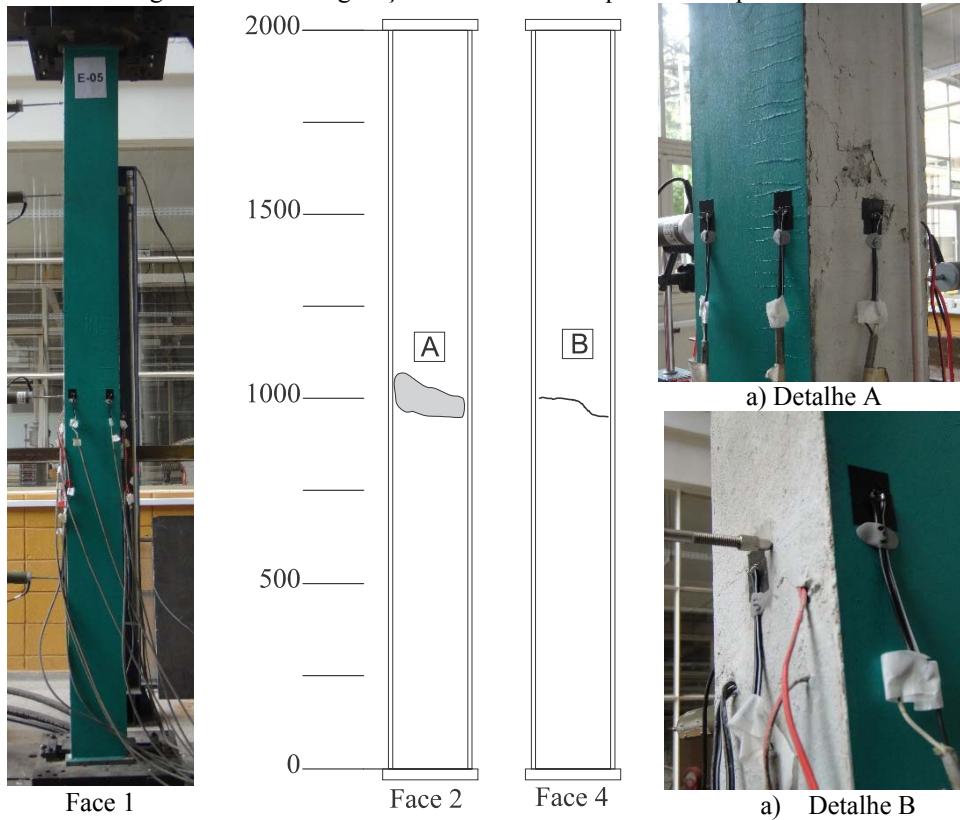
Já a Figura 4.58, a Figura 4.59 e a Figura 4.60 apresentam a configuração deformada final dos elementos flexo-comprimidos que compõem a Série S2.

Figura 4.58 – Configuração deformada final para o exemplar E-04



Fonte: Próprio autor

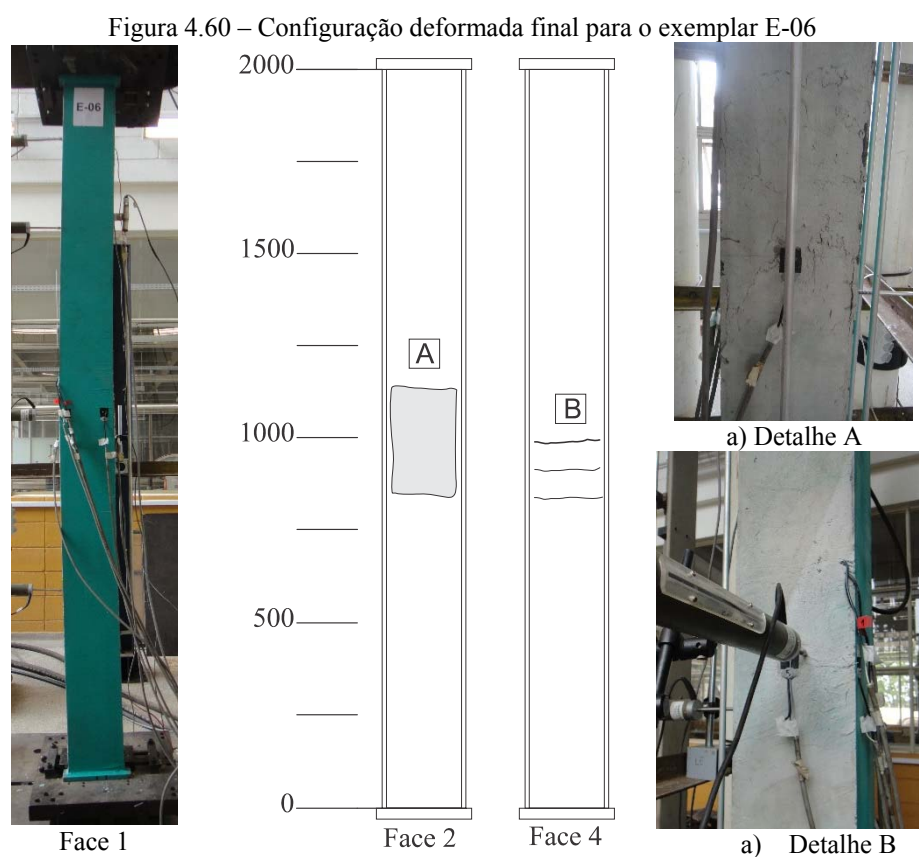
Figura 4.59 – Configuração deformada final para o exemplar E-05



Fonte : Próprio autor

Observa-se que a ruptura dos exemplares submetidos a flexo-compressão também ocorreu na porção central dos elementos, porém nestes exemplares a flexão ocorreu de forma mais gradual. A região de esmagamento do concreto (Face 2) ficou concentrada em pequenas porções em todos os exemplares, sendo ainda mais sutil para o exemplar E-06 (Figura 4.60 - Detalhe A). Fissuras devido à tração também foram observadas na face 2.

Em todos os exemplares foi possível verificar a visível formação de curvaturas de flexão característica de elementos com as extremidades rotulados.



Fonte: Próprio autor

4.9 Análises comparativas

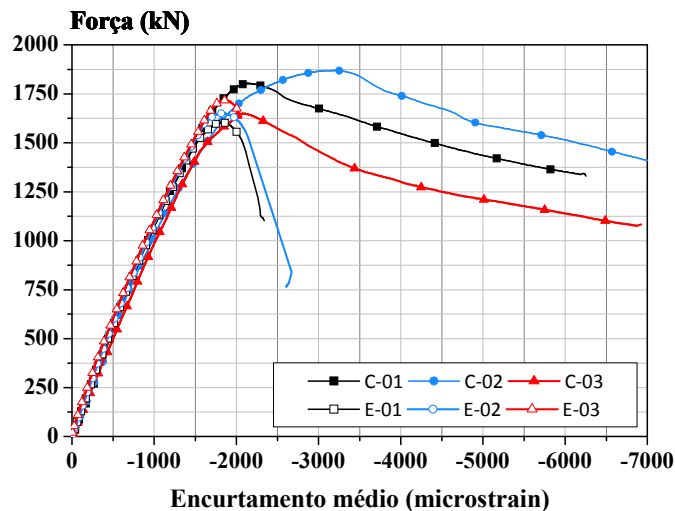
4.9.1 A influência da Esbeltez

A Figura 4.61 apresenta a comparação entre o comportamento estrutural em termos de Força vs. Deformação axial média para os exemplares das séries S1 e S2 submetidos a compressão simples. Pelos gráficos verifica-se que a rigidez do elemento independe do índice de esbeltez do pilar.

A influência do índice de esbeltez na força máxima dos pilares submetidos a carregamentos centrados foi sutil. Para os exemplares com armaduras discretas (tela e

convencional), observou-se uma redução de aproximadamente 13% na força máxima atingida o aumento do índice de esbeltez de 0,25 para 0,83. Já para os exemplares com fibras foi observado um aumento de 4% com o aumento do índice de esbeltez. Mais uma vez acredita-se que o exemplar E-03 apresentou menor valor de excentricidade acidental, o que justificaria esta força máxima maior. O comportamento global em termos de rigidez também foi muito parecido, até mesmo os valores de deformação correspondentes à força máxima.

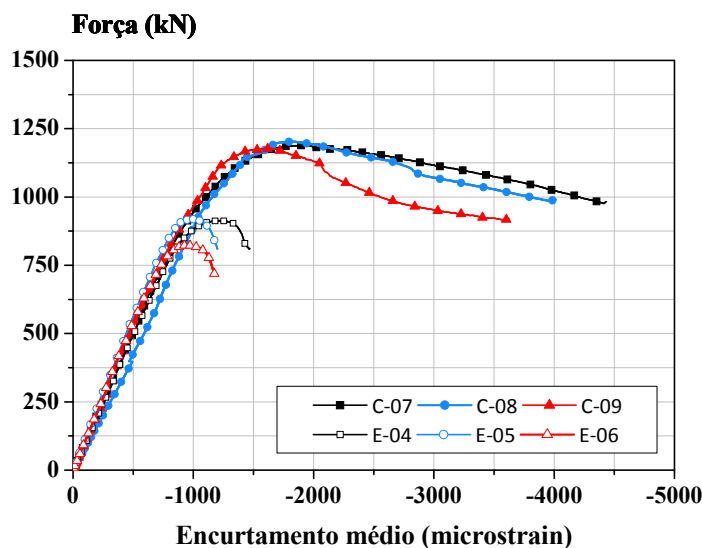
Figura 4.61 – Curva Força vs. Encurtamento médio para os exemplares comprimidos das séries S1 e S2



Fonte: Próprio autor

Como indicado na Figura 4.62, a redução na força máxima foi mais significativa para os exemplares flexo-comprimidos, sendo de aproximadamente 30% para os pilares com armaduras discretas (convencional e tela) e de 43% para os pilares com concreto com adição de fibras de aço. No tocante à deformação para a força máxima, observa-se que nos pilares da série S2 a deformação é menor, atingindo valores próximos a 1000 $\mu\epsilon$ enquanto para os pilares da série S1 atinge valores próximos a 1900 $\mu\epsilon$, conforme esperado.

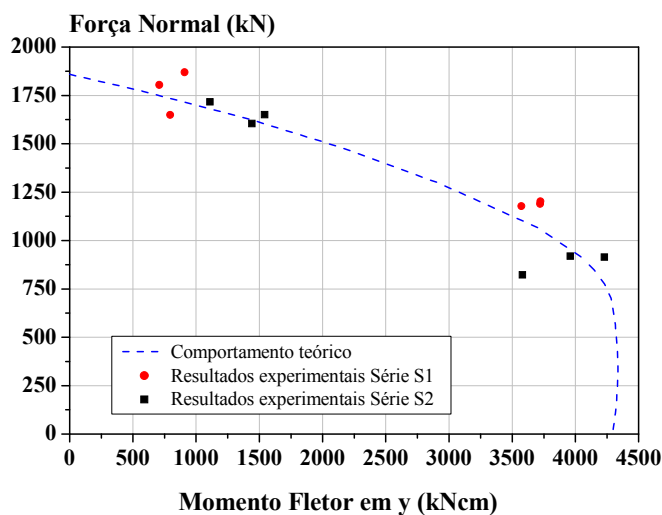
Figura 4.62 – Curva Força vs. Encurtamento médio para os exemplares flexo-comprimidos das séries S1 e S2



Fonte: Próprio autor

Os resultados de força máxima e momento fletor máximo experimentais também podem ser visualizados sob uma curva de interação teórica Força Normal - Momento Fletor, para efeitos de comparação. Observa-se que os resultados experimentais são próximos da curva teórica. Vale salientar que esta curva teórica apresentada no gráfico da Figura 4.63 levou em consideração a resistência das barras de armadura.

Figura 4.63 – Valores de Força Máxima e Momento Máximo

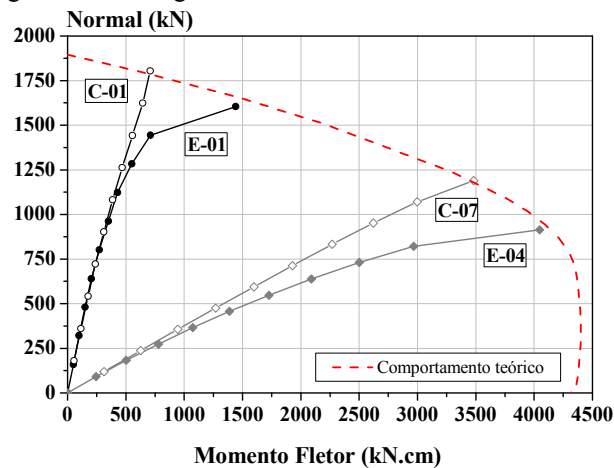


Fonte: Próprio autor

O gráfico da Figura 4.64 apresenta a evolução dos esforços normal e momento fletor no decorrer do ensaio. Observa-se que para os exemplares curtos a relação entre M e N em função da força aplicada é linear até aproximadamente 70% da força máxima atingida pelo exemplar. Quando se trata dos pilares esbeltos porém a relação M-N apresenta comportamento não linear

para um nível de força mais baixo, de modo que, para o mesmo incremento de 10% da força máxima, o momento fletor correspondente é muito maior no pilar esbelto em comparação ao pilar curto. Com isto fica claro que os efeitos de 2ª ordem são mais significativos em pilares mais esbeltos.

Figura 4.64 – Diagrama Normal vs. Momento Fletor



Fonte: Próprio autor

4.9.2 *Comportamento teórico vs. Experimental*

No Capítulo 3 foram apresentados a forma típica do diagrama de interação M-N e os procedimentos de dimensionamento para pilares mistos disponíveis na literatura. Mostrou-se que o diagrama é constituído a partir das equações de equilíbrio e da variação da altura da linha neutra na seção transversal. Assim o diagrama de interações M-N depende das características geométricas e propriedades mecânicas dos materiais considerados para a seção transversal. Verificou-se que os códigos normativos como a ABNT NBR 8800:2008 e o EC-4 utilizam um coeficiente de redução do valor do momento de plastificação, denominado de α_M na norma europeia, para considerar as limitações de deformações do concreto. Vale salientar que apesar de não estar explícito, a ABNT NBR 8800:2008 também faz esta redução no momento de plastificação como pode ser visto nas Equações (3.44) e (3.45).

Com base no procedimento de cálculo II contido na ABNT NBR 8800:2008 estimou-se os valores de força máxima e momento fletor máximos para os pilares das séries S1 e S2 utilizando as propriedades dos materiais obtidas experimentalmente. Essa estimativa foi obtida utilizando o código desenvolvido no software Mathematica 9.0 (Apêndice D). Este código busca o maior valor de N_{Sd} que pode atuar na seção transversal respeitando a relação: $N_{Rd} \geq N_{Sd}$. Além disso, deve-se respeitar a equação de interação presente na norma (Equação (3.26))

na qual: $M_{tot,Sd} = M_{Sd} + M_{i,Sd}$ e $M_{Sd} = e_i \cdot N_{Sd}$. Deste modo tem-se que a força máxima é igual ao valor de N_{Sd} obtido e o valor de momento máximo resistente igual a $M_{tot,Sd}$. Estes valores são apresentados Tabela 4.18 juntamente com a comparação dos resultados numéricos em relação aos resultados experimentais.

Tabela 4.18 – Comparação entre os resultados experimentais e teóricos

Exemplar	Força Máxima		Comparação (%)	Momento Máximo		Comparação (%)
	Exp. (kN)	NBR (kN)		Exp. (kN.cm)	NBR (kN.cm)	
C1	1804	1736	-3,79%	709	735	3,67%
C2	1869	1729	-7,49%	909	732	-19,47%
C3	1649	1588	-3,69%	795	679	-14,55%
C4	1361	1252	-8,01%	4137	3505	-15,28%
C5	1419	1242	-12,47%	4299	3484	-18,96%
C6	1336	1160	-13,17%	4040	3254	-19,46%
C7	1189	1083	-8,92%	3720	3155	-15,19%
C8	1203	1070	-11,06%	3772	3119	-17,32%
C9	1178	981	-16,74%	3572	2859	-19,97%
E1	1604	1191	-25,78%	1442	2754	91,00%
E2	1650	1181	-28,45%	1543	2718	76,16%
E3	1717	1084	-36,90%	1109	2489	124,44%
E4	913	880	-3,66%	4229	3907	-7,61%
E5	919	869	-5,48%	3960	3849	-2,79%
E6	823	796	-3,31%	3580	3524	-1,55%

Observa-se que a norma, na maior parte das vezes, apresenta valores de força e momento máximos inferiores aos obtidos experimentalmente. Para a série S1, a força máxima calculada pelo método da norma é em média 7% menor que a obtida experimentalmente, enquanto que para os exemplares com tela e com fibras a divergência é de 10% e 11%, respectivamente. Já para a série S2 as estimativas da norma divergem dos valores experimentais em 15%, 17% e 20% para os exemplares com armadura convencional, tela e concreto com fibras, respectivamente. Com base nestes valores, pode-se dizer que a estimativa da norma para os valores de força máxima é razoável e a configuração de armadura adotada (convencional, tela e fibras) não tem influência significativa nos valores encontrado. Nota-se que as maiores divergências foram registradas para os exemplares com concreto com fibras.

Para a série S2, nota-se que a estimativa do valor de força máxima a partir do modelo normativo é mais próxima do valor experimental do que a estimativa para o momento fletor resistente. Neste caso, há uma diferença significativa entre os valores de momento fletor teóricos e experimentais, em especial para os pilares com excentricidade do carregamento nula nos quais a estimativa da norma é 91%, 76% e 124% superior aos valores experimentais para os exemplares com armadura convencional, tela e concreto com fibras, respectivamente. Por

outro lado, nos exemplares com excentricidade de 25 mm, a estimativa da norma é 7%, 3% e 2% inferior aos valores experimentais medidos para os exemplares com armadura convencional, tela e concreto com fibras, respectivamente.

Salienta-se que estas conclusões também podem ser observadas graficamente pelos diagramas contidos na Figura 4.65, Figura 4.66 e Figura 4.67, como será mostrado adiante.

A equação para estimativa do momento devido as imperfeições ($M_{i,Sd}$) presente na norma depende do valor de N_{Sd} atuante, de modo que quanto maior o valor de N_{Sd} maior o valor de $M_{i,Sd}$ obtido. Para os pilares com excentricidade do carregamento nula o valor de $M_{i,Sd}$ é o próprio valor do momento total resistente, já que não há momentos devido aos carregamentos. Já para os pilares com excentricidade do carregamento de 25 mm além do valor de valor de N_{Sd} máximo ser menor o valor de $M_{i,Sd}$ tem um papel menos determinante na obtenção do momento total máximo, já que a maior parcela vem de $M_{Sd} = e_i \cdot N_{Sd}$. Desta forma, acredita-se que as grandes divergência com relação ao valor de momento máximo são oriundas do modo como é estimado o momento devido às imperfeições pelo modelo da norma.

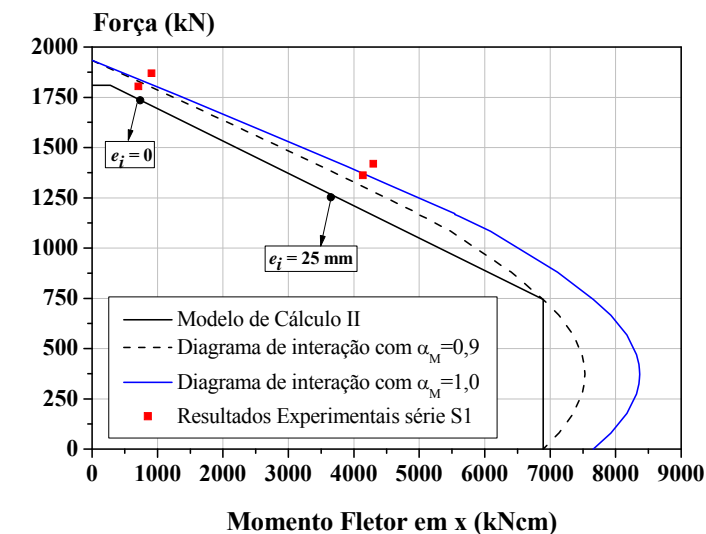
A Figura 4.65, Figura 4.66 e Figura 4.67 apresentam a comparação dos resultados experimentais e os resultados pelos métodos teóricos por meio de diagramas de interação M-N:

- a) Diagrama de interação obtido considerando plastificação total ($\alpha_M = 1,0$);
- b) Diagrama de interação obtido considerando plastificação total, mas com $\alpha_M = 0,9$;
- c) Diagrama de interação obtido considerando o Modelo de Cálculo II da ABNT NBR 880:2008.

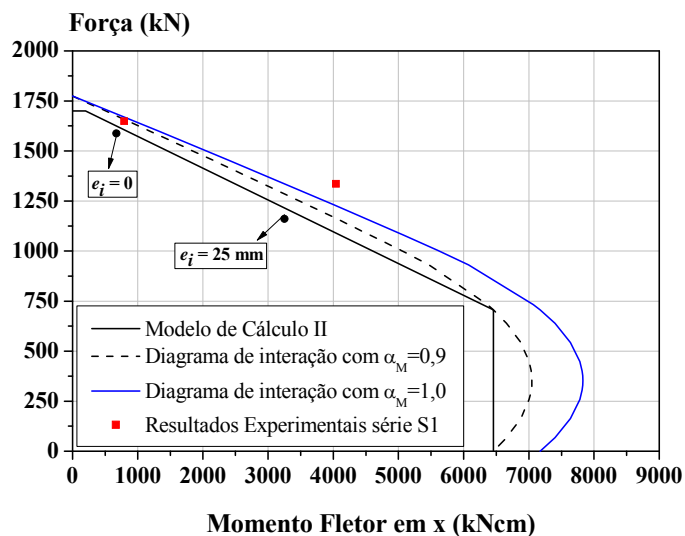
A parte abaixo da curva representa as possíveis combinações do par N-M para aquele modelo considerado, sendo a curva o limite de pares N-M possíveis sem que ocorra a falha.

Na Figura 4.65, Figura 4.66 e Figura 4.67 estão plotados, sobre a curva que representa o Modelo de Cálculo II da ABNT NBR 8800:2008, os valores de força máxima e momento máximo resistentes obtidos por este modelo para cada uma das situações analisadas.

Figura 4.65 – Diagrama Normal vs. Momento Fletor para flexão em x: a) modelos com armadura discreta; b) modelos com fibras



a)

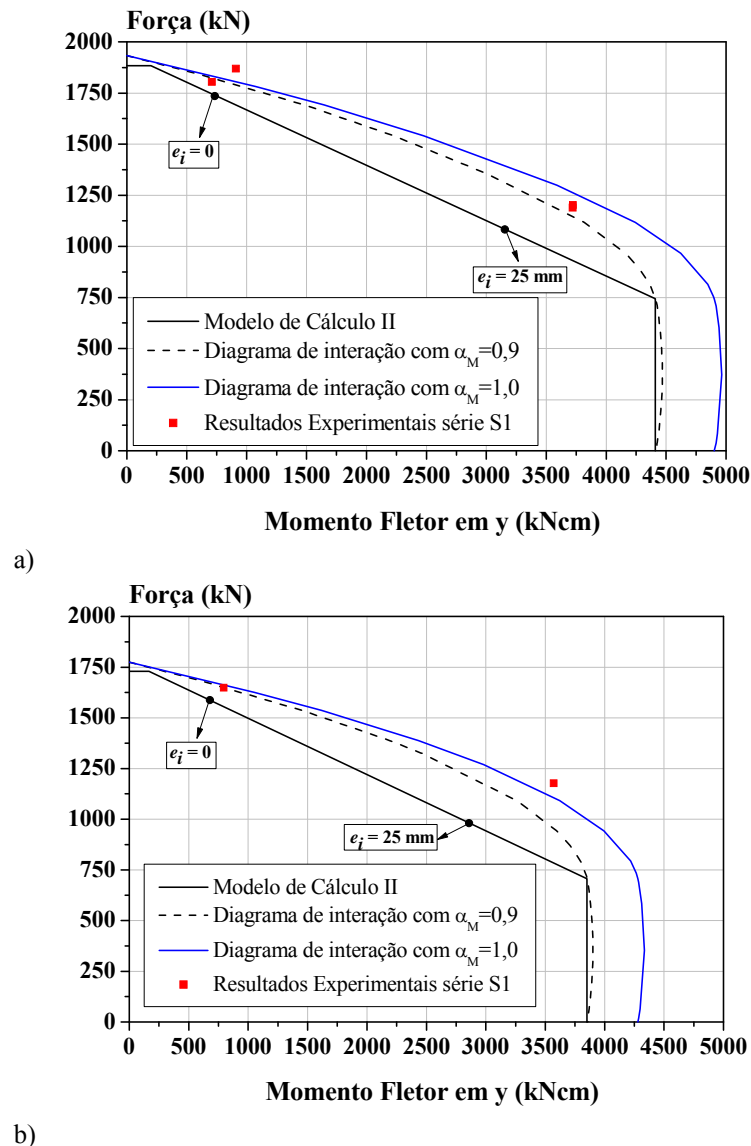


b)

Fonte: Próprio autor

Observa-se na Figura 4.65 os resultados obtidos para os pilares da série S1 submetidos a compressão simples e a flexão em x. Percebe-se que os resultados experimentais se aproximam das curvas teóricas, em especial, a curva considerando $\alpha_M = 1,0$ tanto para os exemplares com armaduras discretas como para os com concreto com fibras.

Figura 4.66 – Diagrama Normal vs. Momento Fletor para flexão em y nos pilares da série S1: a) com armadura convencional; b) com fibras

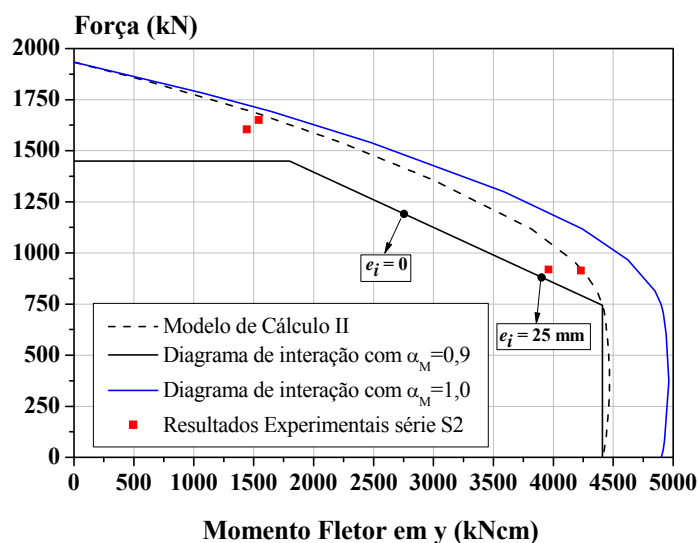


b)
Fonte: Próprio autor

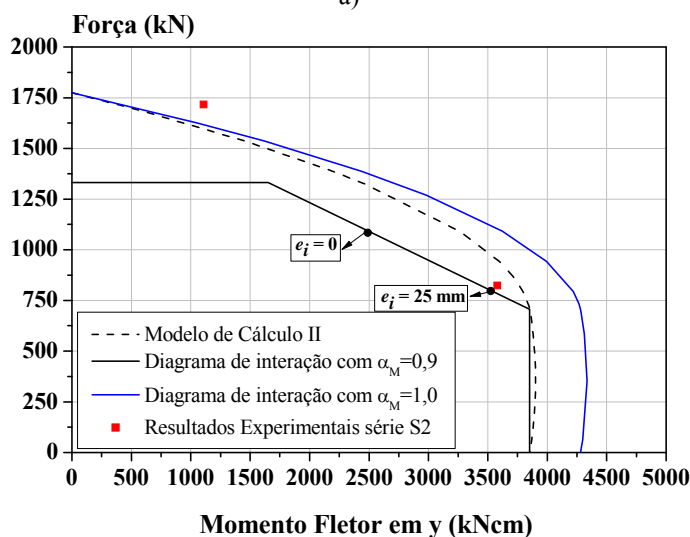
Já na Figura 4.66 são mostrados os resultados experimentais e teóricos para os pilares da série S1 submetidos a compressão simples e a flexão em y. Nota-se, neste caso, que os resultados experimentais se ajustam melhor à curva teórica que considera $\alpha_M = 0,9$ para os exemplares com armaduras discretas e a curva que considera $\alpha_M = 1,0$ para os exemplares com concreto com fibras.

Avaliando-se, para série S1, a correlação entre os resultados experimentais com a curva obtida pelo Método de Cálculo II para os exemplares da série S1, como já supracitado, observa-se que a estimativa para o valor de força máxima é bastante representativa, porém os valores de momento máximo resistente divergem significativamente dos resultados experimentais.

Figura 4.67 – Diagrama Normal vs. Momento Fletor para flexão em y nos pilares da série S2: a) com armadura convencional; b) com fibras



a)



b)

Fonte: Próprio autor

Finalmente, na Figura 4.67 são apresentados os resultados experimentais e teóricos para os exemplares da série S2. Novamente a curva que melhor se ajusta aos resultados experimentais é aquela que considera total plastificação da seção com coeficiente $\alpha_M = 0,9$ para todas as configurações de armadura avaliadas. Observa-se que os resultados do Modelo de Cálculo II apresentam boa correlação apenas para os exemplares com excentricidade do carregamento igual a 25 mm. No gráfico, vê-se que no caso dos exemplares com excentricidade do carregamento nula, o par força e momento máximos obtido pela norma está bem distante do experimental.

Nota-se também que os pontos que representam os valores experimentais estão acima da curva teórica indicando que, de modo geral, o modelo normativo é bastante a favor da segurança.

4.10 Considerações Finais

O programa experimental contemplou o ensaio de 23 pilares mistos parcialmente revestidos divididos em 4 séries: Série Piloto, Série PO, Série S1 e Série S2. Foram consideradas três configurações de armaduras (convencional, tela soldada e concreto com fibras), dois comprimentos de pilares e dois tipos de carregamentos.

A Série Piloto contemplou a avaliação de quatro exemplares de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão. O principal objetivo desta série de ensaios era a determinação dos pontos críticos do ensaio. Algumas conclusões puderam ser obtidas e a partir destas propor algumas modificações para as demais séries de ensaios:

- a) A instrumentação inicialmente proposta não era a mais adequada. O grande número de extensômetros utilizados produzia resultados repetitivos enquanto que a falta de transdutores de deslocamentos laterais dificultava a representação da configuração deformada do pilar. Desta forma, procedeu-se com à diminuição do número de extensômetros e ao aumento do número de transdutores de deslocamento;
- b) O esquema de ensaio utilizado previa a utilização de rótula apenas na extremidade superior do pilar, sendo a extremidade inferior simplesmente apoiada na base da máquina. Este esquema de vinculação do pilar dificultou a representação do pilar por meio de modelos numéricos ou teóricos pois não se conhece ao certo a rigidez da vinculação da extremidade inferior (não é uma vinculação totalmente rígida nem flexível). Assim, um novo esquema de ensaio foi proposto para as séries S1 e S2 onde as duas extremidades do pilar possuíam rótulas unidirecionais;
- c) A ruptura localizada em uma das extremidades do pilar poderia ser um ponto crítico na qualidade dos resultados obtidos pelos ensaios. Para evitar este tipo de ruptura foram utilizados estribos com um espaçamento menor nas extremidades de todos os exemplares das séries S1 e S2;
- d) O reforço do concreto, seja na forma de barras discretas ou fibras dispersas aleatoriamente pela matriz, é fundamental para garantir a integridade do concreto.

A Série PO buscou avaliar a interface aço-concreto por meio de ensaios do tipo push-out. Algumas dificuldades foram encontradas na realização do ensaio o que prejudicou a análise dos resultados obtidos. Pode-se dizer que:

- a) Os exemplares apresentaram comportamento assimétrico, isto é, cada um dos núcleos de concreto se comportou de modo distinto, atingindo a ruptura separadamente. Este comportamento pode estar associado a uma assimetria no carregamento, a variações na superfície de contato ou a própria característica do concreto. Este comportamento dificulta a análise dos resultados;
- b) Para interface aço-concreto convencional obteve-se um valor de força máxima aproximadamente 35% maior do que a obtida para a interface aço-concreto com fibras
- c) Como esperado, a utilização de armaduras ancoradas no perfil melhora significativamente a interface, tornando-a mais dúctil e mais resistente.

A série S1 estudou o comportamento de 9 pilares mistos parcialmente revestidos com comprimento de 60 cm submetidos a compressão simples e a flexo-compressão nos eixos x e y. Buscou-se com esta série entender o comportamento do PMPR quando se considera armadura convencional e quando esta é substituída por alternativas como a tela de aço ou concreto com fibras de aço. A partir da análise dos resultados experimentais algumas conclusões podem ser elencadas:

- a) Um carregamento perfeitamente centralizado no elemento é impossível de se obter mesmo em condições laboratoriais sendo a consideração de excentricidades acidentais indispensável;
- b) Nos exemplares submetidos a flexo-compressão, quando a flexão ocorre em torno do eixo de maior inércia (eixo x) observa-se que o comportamento é linear até aproximadamente 70% da força máxima. No trecho pós-pico, observa-se que a perda na capacidade resistente ocorre de modo gradual com grande capacidade de deformação. Quando a flexão ocorre em torno do eixo de menor inércia (eixo y) a perda de capacidade resistente é mais abrupta, porém ainda são registrados grandes valores de deformação. Salienta-se que este comportamento ocorre para todas as configurações adotadas.
- c) Os exemplares submetidos a compressão simples apresentaram valores de Força máxima semelhantes, independente da configuração da seção transversal. A maior

divergência foi de apenas 10% entre o exemplar com concreto com fibras (C-03) e o exemplar composto por armadura convencional (C-01);

- d) Como esperado, o valor de força máxima para os exemplares flexo-comprimidos foi inferior ao obtido para os submetidos apenas a compressão simples. Percebeu-se que esta redução é maior quando a flexão ocorre em y do que quando ocorre em x;
- e) Com relação ao tipo de armadura adotada percebeu-se a redução do valor da força máxima devido à existência de excentricidade no carregamento e maior nos exemplares com armaduras discretas (convencional e tela);
- f) Com relação ao comportamento Força vs. Deformação axial pode-se perceber que os três tipos de armadura consideradas produzem comportamentos bastante semelhantes entre si;
- g) Com relação ao registro de deformações no aço pode-se perceber que nos exemplares submetidos a compressão simples e a flexão em y não ocorre a plastificação da alma na maioria dos casos. As deformações na alma do perfil indicam que sua contribuição é mais significativa para os modelos com flexão em x, nos quais ela provavelmente contribui para a capacidade resistente residual do pilar;
- h) Em alguns casos, nos exemplares com tela e com armadura convencional observou-se grande capacidade de deformação do concreto, o que pode estar relacionado com o confinamento exercido pelo perfil metálico e armaduras;
- i) Observa-se em muitos casos que as deformações no aço e no concreto seguem valores muito próximos até a força máxima, evidenciando o comportamento conjunto dos materiais, inclusive para os exemplares com concreto com fibras;
- j) De um modo geral, considerando as deformações e comportamento pós-pico, o comportamento apresentado pelas três configurações (armadura convencional e tela e fibras) são muito similares;
- k) As instabilidades locais e fissuração no concreto só foram significativas após a força máxima.

Na série S2 foi avaliado o comportamento de 6 pilares mistos parcialmente revestidos com comprimento de 200 cm submetidos a compressão simples e flexo-compressão no y. Para esta série foi avaliada somente a flexão em y por ser considerada a mais crítica. Muitos resultados obtidos nesta série foram semelhantes aos já observados na série S1, porém destacam-se alguns aspectos:

- a) Assim como na série S1, os exemplares flexo-comprimidos apresentaram um valor de força máxima inferior aos submetidos a compressão simples, porém esta redução foi bem maior, sendo de aproximadamente 44% para os exemplares com armadura convencional ou tela e 52% para os exemplares com fibras.
- b) O comportamento observado para os exemplares flexo-comprimidos foi similar para todos os pilares estudados, independente da configuração de armadura adotada;
- c) As deformações no concreto são bastante próximas às deformações no aço, em especial para a face mais comprimida;
- d) A ruptura ocorreu na porção central dos exemplares e deve ter ocorrido devido ao esmagamento do concreto e escoamento do aço.
- e) Em geral o aumento no índice de esbeltez significou uma diminuição na força máxima, como esperado. Nos exemplares submetidos a flexão em y, um aumento no índice de esbeltez relativo de 0,25 para 0,83 provocou uma redução de 30% na força máxima para os exemplares com armadura convencional e tela e uma redução de 43% para os com adição de fibras;
- f) As deformações para a força máxima são menores para a série S2 do que para série S1;
- g) Como esperado, os efeitos de segunda ordem são mais significativos para os exemplares com maior índice de esbeltez.

Com relação à comparação dos resultados experimentais com o modelo teórico pode-se dizer que:

- a) As maiores divergências ocorrem para os pilares com o maior índice de esbeltez (série S2), mas sempre a favor da segurança;
- b) Quando se analisa os valores de força máxima e momento máximo independentemente nem sempre se observa uma boa correlação entre os valores teóricos e experimentais. Quando se analisa o par (Força Normal, Momento fletor) em diagramas de interação, observa-se que o par N-M estimado pela norma encontra-se sempre abaixo do par N-M obtido experimentalmente.
- c) A configuração de armadura adotada não tem influência significativa na correlação entre os resultados normativos e experimentais, mas pode-se dizer que as maiores divergência são para os exemplares com concreto com fibras.

5 Simulações Numéricas

5.1 Considerações iniciais

O software FX+DIANA[®] v. 9.6 foi utilizado para a modelagem computacional de pilares mistos desenvolvida neste trabalho. Trata-se de um programa em elementos finitos baseado no método dos deslocamentos que permite a realização de análises não lineares, física e geométrica.

Neste capítulo são apresentadas as hipóteses adotadas para a elaboração dos modelos numéricos e os principais resultados obtidos nas simulações numéricas desenvolvidas para representar o comportamento dos modelos físicos ensaiados.

É interessante ressaltar que os parâmetros que alteram os resultados das simulações variam de acordo com a esbeltez do pilar. Para os pilares curtos, os parâmetros relacionados com as características dos materiais constituintes têm papel significativo nos resultados das simulações numéricas, todavia para pilares esbeltos sua influência é muito menor, sendo que, neste caso, os resultados são regidos por parâmetros relacionados à análise não linear geométrica. Desta forma, na apresentação dos resultados para as séries S1 e S2 foi dada ênfase aos resultados mais relevantes para cada série.

Estas simulações visam possibilitar a avaliação de parâmetros que não foram avaliados experimentalmente, como, a resistência do concreto e excentricidades no carregamento aplicado. Com base nos resultados experimentais foi feita a calibração e validação dos modelos numéricos e, a partir disto, foi desenvolvida uma análise paramétrica utilizando os modelos numéricos validados.

5.2 Estratégia de solução e critérios de convergência

Para todas as simulações desenvolvidas neste capítulo foram realizadas análises considerando a não linearidade geométrica por meio da formulação lagrangeana total.

A estratégia de solução adotada foi o Método de Newton Rapshon, com critério de convergência em deslocamento. A tolerância adotada foi de 10^{-2} . Além disso, fez-se uso do algoritmo *Line Search* para redução do tempo de processamento.

O deslocamento foi aplicado em passos de 0,2mm e como critério de parada considerou-se a perda de convergência do modelo.

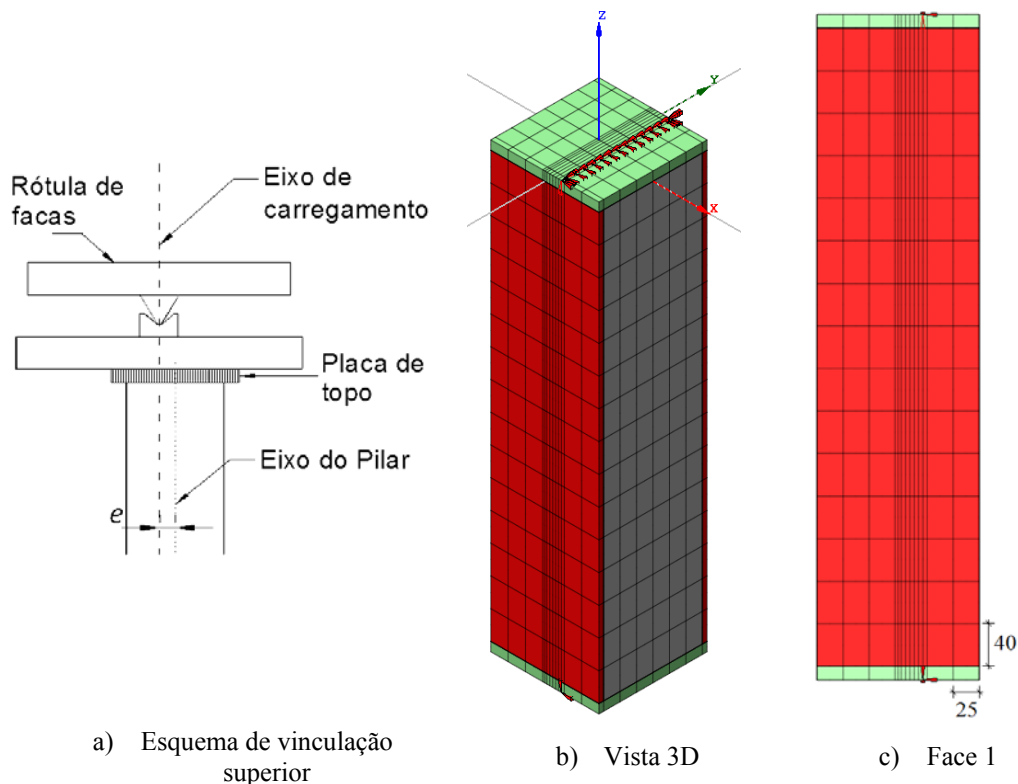
5.3 Modelos numéricos para os pilares da série S1

5.3.1 Descrição dos modelos

Para os pilares da série S1 foi desenvolvido um modelo tridimensional em elementos finitos cujas características são apresentadas na Figura 5.1. Como no modelo físico, no modelo numérico foram utilizadas chapas de topo e base constituídas por material altamente rígido com a função de distribuir o carregamento aplicado.

Nos modelos físicos a força pontual excêntrica (ou centrada) foi aplicada por meio de rótulas de facas posicionadas nas duas extremidades. Para simular este comportamento no modelo numérico foram restritas as translações em x e y nos nós do eixo de carregamento na extremidade superior e as translações em x, y e z para a extremidade inferior, como indicado na Figura 5.1, simulando rótulas nas duas extremidades.

Figura 5.1 – Pilares da série S1 –Condições de contorno

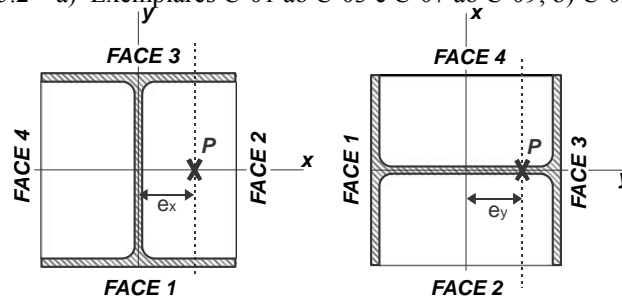


Fonte: Próprio autor

Em todas as simulações numéricas foi considerado um valor de excentricidade accidental, uma vez que o perfeito posicionamento dos modelos físicos na máquina de ensaios é uma situação ideal dificilmente obtida na prática. Foi considerado um valor de 3 mm para a excentricidade accidental na direção paralela à faca da rótula. Deste modo, os pilares que foram

posicionados na máquina de ensaios como indicado na Figura 4.1a (C-01 a C-03 e C-07 a C-09) foram simulados com excentricidade na direção x e os pilares posicionados como indicado na Figura 4.1b foram simulados com excentricidades na direção y , como ilustra a Figura 5.2.

Figura 5.2 – a) Exemplares C-01 ao C-03 e C-07 ao C-09; b) C-02 ao C-04

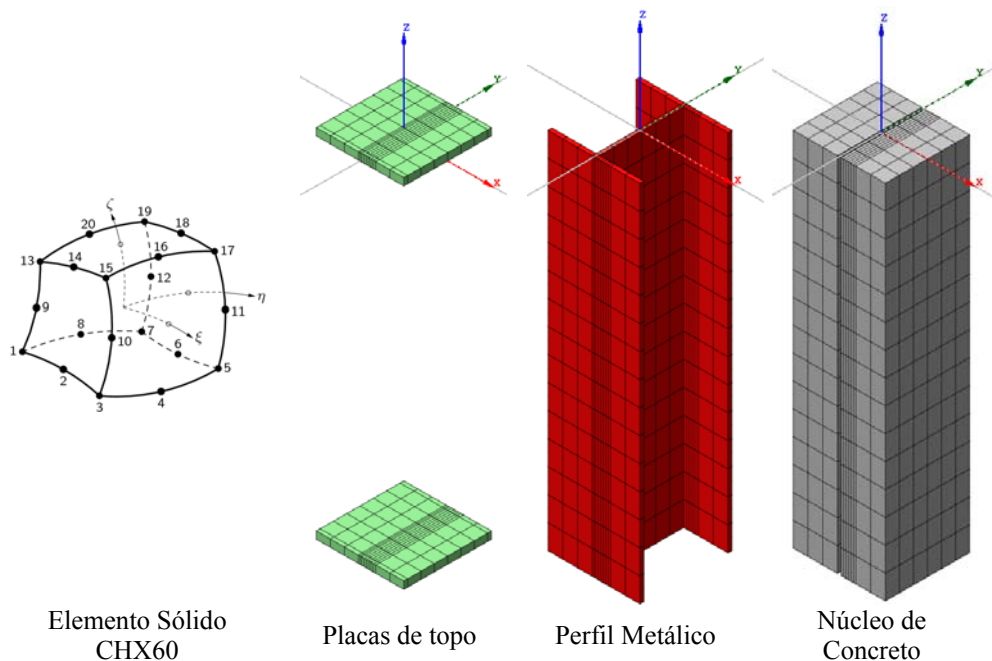


Fonte: Próprio autor

A malha de elementos finitos utilizada é composta por 1088 elementos finitos sólidos e 488 elementos de interface. Para representar as chapas de extremidade, perfil metálico e núcleo de concreto, foi utilizado o elemento finito sólido CHX60 o qual possui 20 nós por elemento com três graus de liberdade por nó (translações em x , y e z) - Figura 5.3. Além disso, este elemento é baseado na interpolação quadrática.

Os elementos sólidos possuem, na sua maioria, dimensões de 40 mm x 25 mm x 25 mm, somente na região de aplicação de carregamento há um refinamento da malha para proporcionar a aplicação das excentricidades consideradas.

Figura 5.3 – Malha de elementos finitos sólidos nos exemplares da série S1

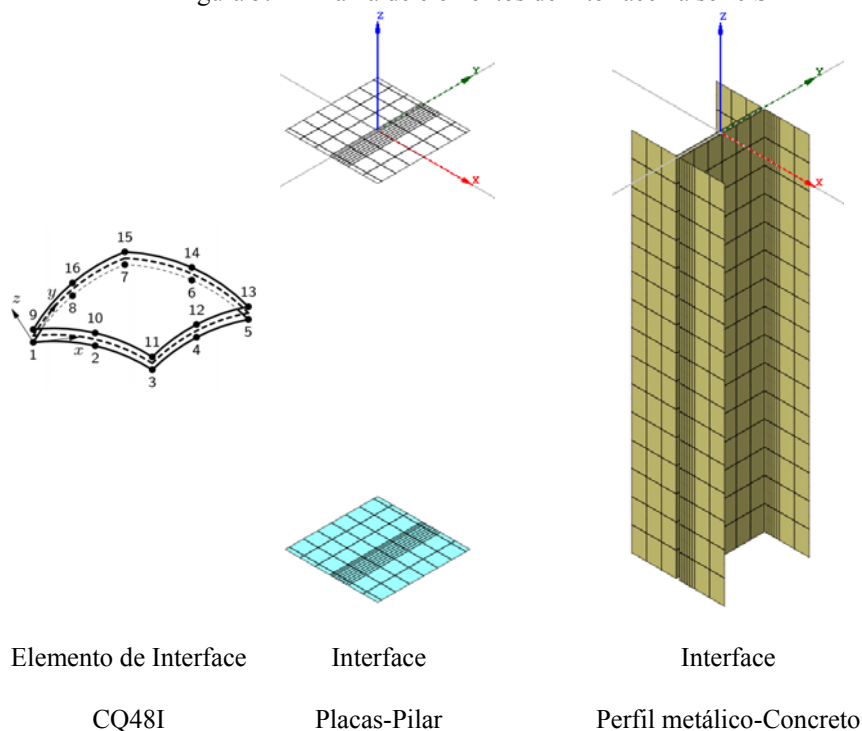


Fonte: Próprio autor

Além disso, para representar a interface entre os diferentes componentes do pilar foram utilizados elementos de interface tornando possível descrever o comportamento da interface em termos do deslizamento relativo nas duas direções e tensões normais e de cisalhamentos desenvolvidas na região.

Nas análises realizadas foi utilizado o elemento de interface CQ48I que possui 16 nós e é próprio para utilização entre dois planos em uma configuração tridimensional. Esse elemento também utiliza interpolação quadrática para os deslocamentos. A Figura 5.4 apresenta a interface entre as placas de extremidade e o pilar misto (aço + concreto) e a interface entre o perfil de aço e o núcleo de concreto.

Figura 5.4 – Malha de elementos de interface na série S1



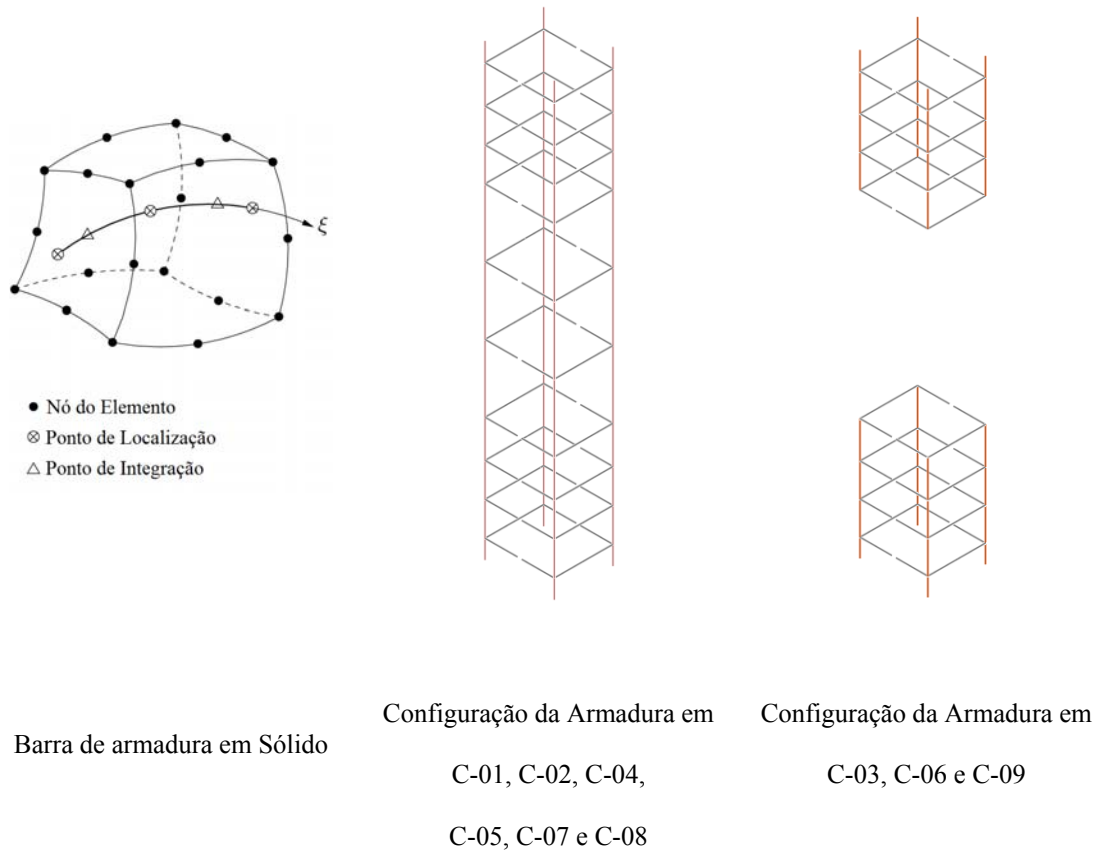
Fonte: Próprio autor

Finalmente, para representar as armaduras foram utilizadas barras embutidas em elementos finitos (Bar reinforcement). Vale salientar que essa barra não é um elemento finito com graus de liberdade próprios. Os elementos finitos sólidos onde ela está inserida têm somente a sua rigidez alterada. Esta simplificação implica na hipótese de que haja aderência perfeita entre a barra e o núcleo de concreto.

A Figura 5.5 apresenta alguns detalhes da configuração da armadura para os modelos indicados. Vale lembrar que no caso dos pilares com fibras de aço (C-03, C-06 e C-09) foram

colocadas, tanto no modelo experimental como no numérico, armaduras nas extremidades do pilar para evitar rupturas localizadas.

Figura 5.5 – Representação da armadura nas simulações numéricas da série S1



Fonte: Próprio autor

Para representar o comportamento dos materiais foram utilizados modelos não lineares.

O comportamento do aço do perfil e das barras da armadura foi considerado elástico perfeitamente plástico. Os valores de resistência ao escoamento utilizados são compatíveis com os obtidos experimentalmente para o perfil ($f_y = 380$ MPa) e para as barras de aço ($f_y = 600$ MPa). Vale ressaltar que foram testados outros modelos para representar o aço do perfil, por exemplo, considerando encruamento no trecho pós-pico, porém não foram observados bons resultados.

Já a representação do comportamento do concreto exigiu uma abordagem mais complexa. Foi utilizado o modelo de fissuração distribuída com fissuração fixa baseada na deformação total (Total strain fixed crack model) para representar o comportamento do concreto convencional e do concreto com fibras. Para definição deste modelo é necessário informar alguns dados de entrada compostos por duas partes: (a) as propriedades básicas, como

módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson; (b) definições para o comportamento a tração, compressão e cisalhamento.

Para o comportamento a tração de ambos os concretos, convencional e com fibras, foi utilizada uma curva exponencial para representar o trecho descendente (amolecimento), cujo valor de energia ao fraturamento exigido pelo pacote computacional foi estimado utilizando as expressões contidas no CEB 1990. Já para a representação do comportamento à compressão foi necessária a realização de testes para garantir a melhor representatividade do modelo numérico.

5.3.2 *Calibração dos modelos da série S1*

5.3.2.1 *Definição do comportamento do concreto à compressão*

O comportamento a compressão do concreto convencional foi representado, numa primeira tentativa, por uma curva tensão-deformação parabólica. O software DIANA[®] possui um modelo de curva parabólica pré-definido chamado PARABO que depende da energia de fraturamento à compressão do concreto. A curva parabólica é descrita por três valores estimados a partir das Equações 5.1 a 5.3:

- 1.) A deformação referente a 1/3 da resistência a compressão do concreto ($\alpha_{c/3}$):

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E} \quad (5.1)$$

- 2.) A deformação referente à resistência a compressão do concreto (α_c):

$$\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E} \quad (5.2)$$

- 3.) A deformação última (α_u):

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{h f_c} \quad (5.3)$$

onde,

E – módulo de elasticidade;

h – largura de banda de fissuração;

f_c – resistência a compressão do concreto;

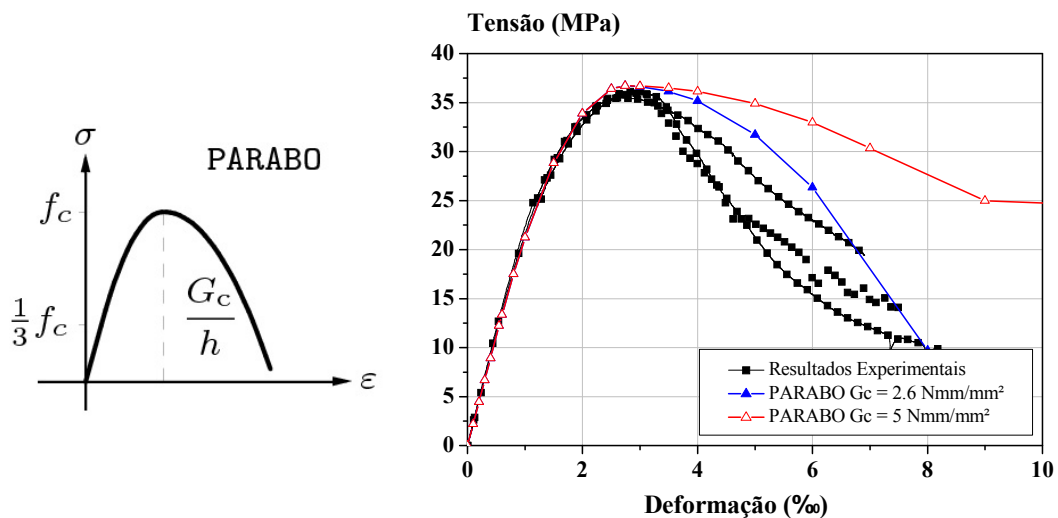
G_c – energia de fraturamento à compressão;

Os dados de entrada, como a resistência a compressão, foram obtidos nos ensaios de caracterização do concreto e a largura de banda de fissuração foi adotada igual a 20 mm. Como

já mencionado no Capítulo 4, foram realizados ensaios de compressão em três corpos de prova de concreto e com isto foram obtidas curvas tensão-deformação. Houve uma tentativa inicial de encontrar a parábola que melhor se ajustava aos dados experimentais. Isto foi obtido para um valor de energia de fraturamento de $2,6 \text{ Nmm/mm}^2$, representado graficamente pela curva azul na Figura 5.6. Entretanto, ao utilizar esta curva como dado de entrada para a simulação numérica do pilar C-07 não houve boa representatividade do comportamento pós-pico. Pode-se observar na Figura 5.7 que, neste caso específico, o modelo numérico apresentou uma queda repentina da força no trecho pós-pico, diferente do comportamento experimental onde há um comportamento mais dúctil.

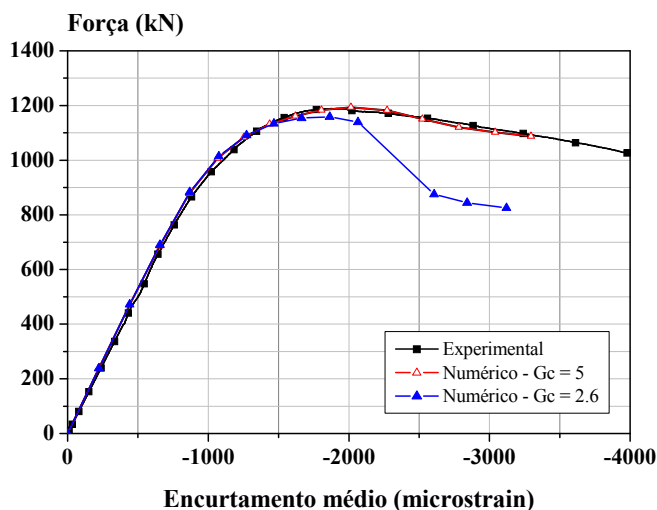
A fim de melhorar a representatividade do modelo numérico para o comportamento estrutural no trecho pós-pico, foram realizadas modificações na curva tensão-deformação do concreto a compressão de modo que os resultados numéricos ficassem bem ajustados aos resultados experimentais. Para isto foi o comportamento do concreto com fibras foi representado por uma curva multilinear. Esta nova curva tensão-deformação foi construída com base nas equações (5.1) a (5.3), utilizando os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade obtidos experimentalmente e $G_c = 5 \text{ Nmm/mm}$. A curva assim foi considerada até uma deformação de 7‰ (curva vermelha indicada na Figura 5.6) e a partir deste ponto um trecho linear foi ajustado em função dos resultados experimentais. Com esta nova curva tensão-deformação os resultados numéricos e experimentais apresentam boa correlação, como ilustra a Figura 5.7.

Figura 5.6 – Comportamento à compressão do concreto convencional



Fonte: Próprio autor

Figura 5.7 – Comparação entre os modelos numéricos para o pilar C-07



Fonte: Próprio autor

Desta forma, na realização das simulações numéricas o comportamento do concreto convencional foi representado pela curva vermelha da Figura 5.6 cujos pares tensão-deformação estão indicados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Curva Tensão-deformação para o concreto convencional

Deformação ‰	Tensão MPa
0,1	2,23
0,2	4,46
0,4	8,92
0,6	13,36
0,8	17,51
1,00	21,26
1,5	28,85
2,00	33,90
2,5	36,40
2,74	36,70
3,5	36,50
4,00	36,14
5,00	34,91
6,00	32,97
7,00	30,32
9,00	25

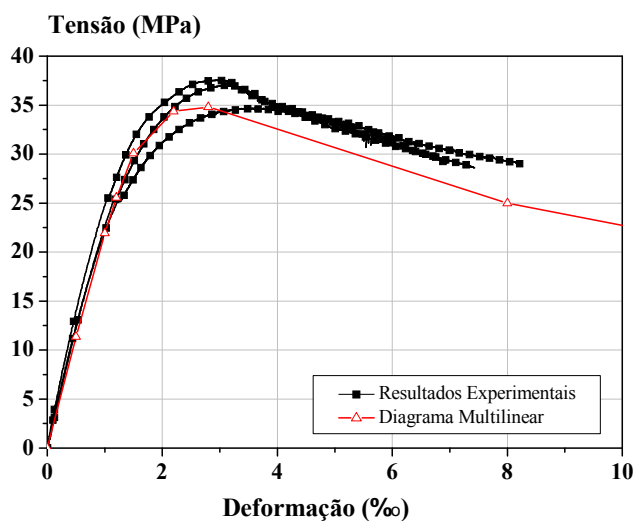
Observa-se que a curva utilizada para representar o concreto convencional apresenta maior capacidade de deformação para o concreto do que a inicialmente proposta. Muitas hipóteses podem ser levantadas como, por exemplo, as características distintas entre o corpo de prova cilíndrico e o pilar misto. Todavia, a hipótese mais plausível pode estar relacionada a um efeito de confinamento parcial exercido pelas abas do perfil metálico e pela armadura ao longo

do pilar. Assim, num processo de confinamento parcial, a resistência à compressão do concreto não foi alterada significativamente, porém a capacidade de deformação foi incrementada.

Vale salientar que o confinamento total ou parcial do concreto é um assunto bastante estudado na literatura pertinente. No trabalho de Mander, Priestley e Park (1988) é feita uma discussão sobre a pressão de confinamento lateral efetiva exercida pelas armaduras e as áreas de concreto efetivamente confinado e as áreas com confinamento ineficaz, apresentando, também, equações para estimar as propriedades do concreto. Os trabalhos de Chen e Lin (2005) e Au et al (2003) também tratam da efetividade do confinamento do concreto em algumas situações.

O comportamento à compressão do concreto com fibras foi representado por uma curva multilinear que melhor se ajustou aos dados experimentais, como indicado na Figura 5.8. Os pares tensão-deformação estão indicados na Tabela 5.2

Figura 5.8 – Comportamento à compressão do concreto com fibras de aço



Fonte: Próprio autor

Tabela 5.2 – Curva Tensão-deformação para o concreto com fibras

Deformação ‰	Tensão MPa
0,5	11,35
1,00	21,92
1,2	25,57
1,5	30,08
2,2	34,35
2,8	34,8
7,00	25,00
9,00	17,5

5.3.2.2 Definição do tipo de interface

Optou-se por representar a interface entre perfil metálico e concreto por um modelo de interface linear. Os parâmetros que caracterizam este modelo são os módulos de rigidez normal (K_n) e transversal (K_t). Entende-se por módulo de rigidez normal a relação entre a tração normal e o deslocamento correspondente; já o módulo de rigidez transversal é a relação entre a tração devido ao cisalhamento e o deslocamento correspondente.

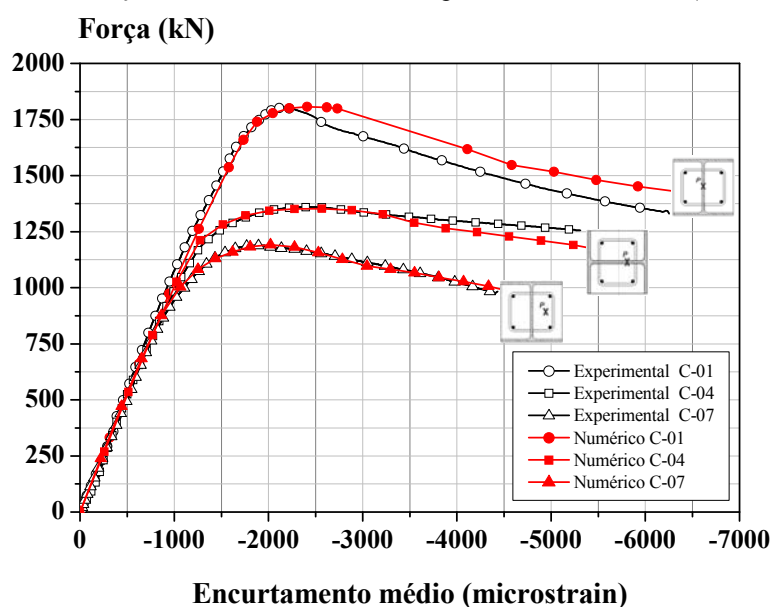
Foram testados valores variando de 1 a 100 para os módulos de rigidez transversal e normal. Observou-se que não havia mudança significativa na força de pico uma vez que a ruptura do modelo não ocorre na interface. Foram adotados valores de rigidez transversal igual a 60 N/mm^3 e rigidez normal de 1 N/mm^3 . Para a interface entre a chapa de topo e o pilar foram adotados valores bastante elevados de rigidez transversal e normal, isto porque a chapa foi soldada ao perfil metálico.

5.3.3 Resultados – Calibração dos modelos da série S1

5.3.3.1 Comportamento Força vs. Encurtamento médio

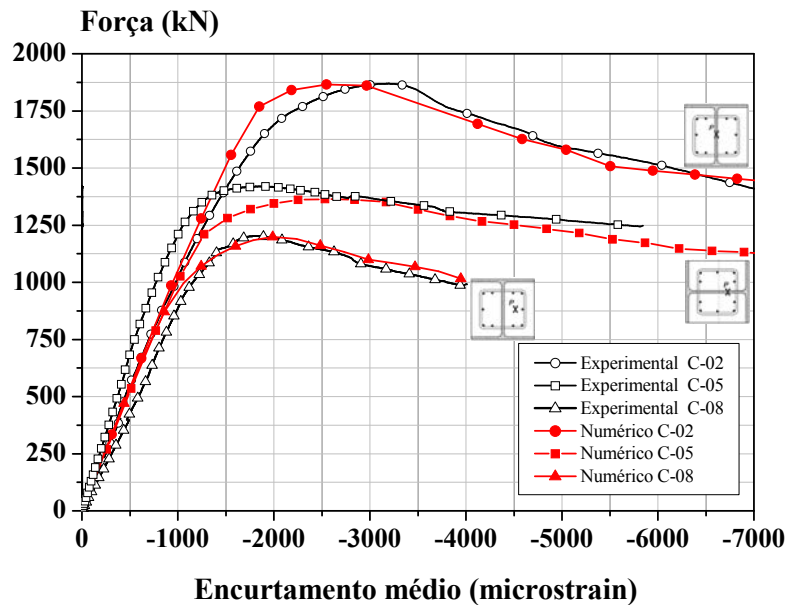
A Figura 5.9 e Figura 5.10 apresentam as “Curvas Força vs. Encurtamento médio” obtidas pelos ensaios experimentais e pelas simulações numéricas para os pilares com armadura convencional (C-01, C-04 e C-07) e para aqueles com armadura na forma de tela soldada (C-02, C-05 e C-08), respectivamente.

Figura 5.9 – Curva Força vs. Encurtamento médio experimental e numérico (C-01, C-04 e C-07)



Fonte: Próprio autor

Figura 5.10 – Curva Força vs. Encurtamento médio experimental e numérico (C-02, C-05 e C-08)



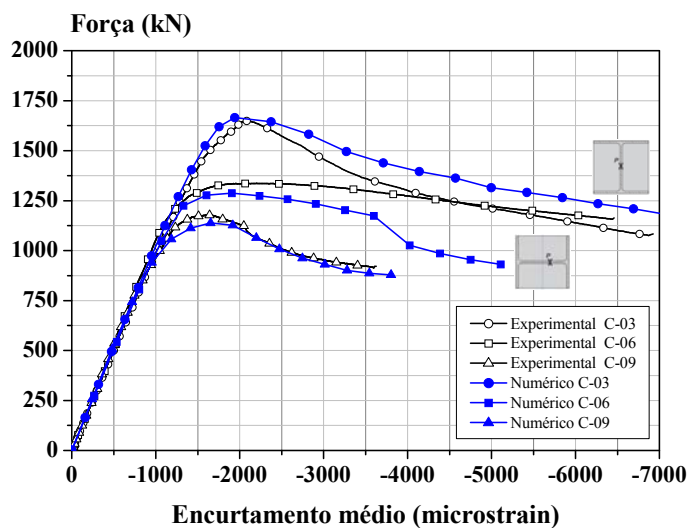
Fonte: Próprio autor

Nos modelos numéricos a força foi obtida verificando as reações de apoio na base e o encurtamento médio foi obtido fazendo a média dos deslocamentos nos mesmos pontos medidos experimentalmente e dividindo-se pela base de medida (Figura 4.29).

Observa-se, pelo gráfico da Figura 5.10, boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos, na representação da força máxima, da rigidez inicial e na capacidade de deformação no trecho pós-pico. A maior divergência ocorreu para o pilar C-05 no qual a rigidez obtida experimentalmente é um pouco superior àquela obtida por meio da simulação numérica. Observa-se, entretanto, que o modelo C-05 também apresenta rigidez superior à dos demais modelos físicos, fato que pode estar relacionado com alguma particularidade deste modelo, como, por exemplo, diferente módulo de elasticidade do concreto proporcionando maior rigidez.

A Figura 5.11 apresenta as curvas Força vs. Encurtamento médio obtidas nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas para os pilares com concreto com fibras (C-03, C-06 e C-09). Nota-se que os resultados experimentais são bem representados pelos resultados numéricos, especialmente no tocante à força máxima e rigidez inicial do modelo. A maior divergência ocorreu para o trecho pós-pico do modelo C-06, no qual a curva numérico apresenta uma queda brusca na força para uma deformação de aproximadamente 3500 microstrain que não foi observada experimentalmente.

Figura 5.11 – Curva Força vs. Encurtamento médio experimental e numérico (C-03, C-06 e C-09)



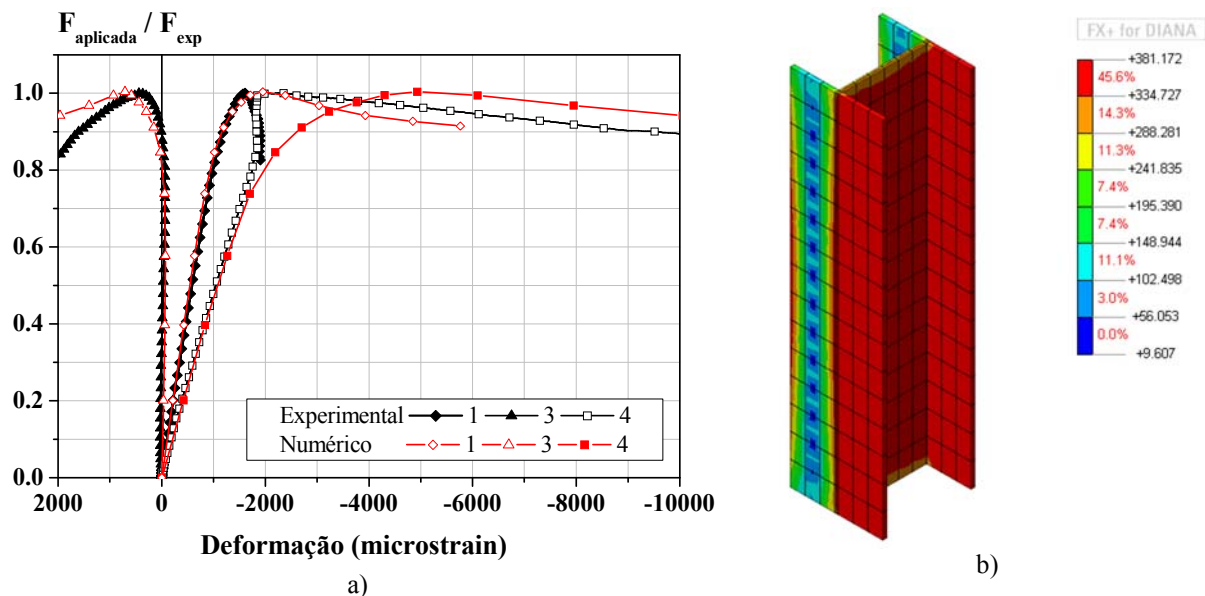
Fonte: Próprio autor

Portanto, para fins de representação da força máxima e curva Força x Encurtamento médio considera-se o modelo numérico representativo do comportamento experimental.

5.3.3.2 Comportamento das tensões e das deformações nos materiais

Ainda a fim de verificar a representatividade dos modelos numéricos, as deformações e tensões obtidas nos modelos numéricos são comparadas com os resultados obtidos experimentalmente. Para ilustrar a representatividade serão apresentadas as curvas para alguns pilares. As comparações feitas para o pilar C-07 são apresentadas na Figura 5.12.

Figura 5.12 - a) Curva Força Aplicada/Força experimental vs. Deformação no perfil metálico para o pilar C-07; b) Tensões de Von Mises no perfil metálico referente à carga máxima (MPa)

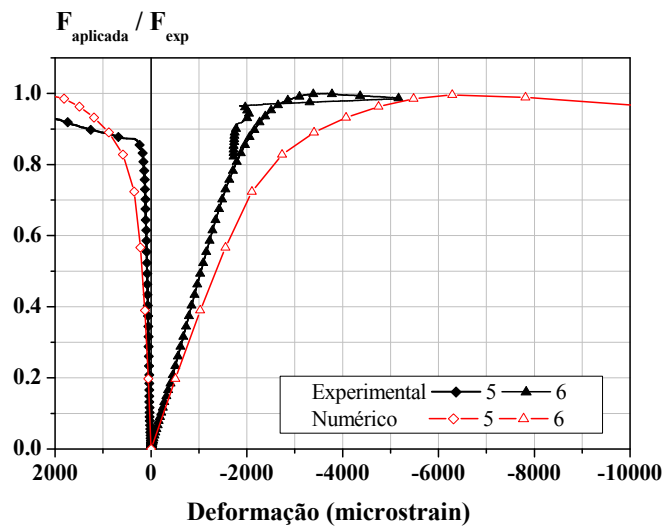


Fonte: Próprio autor

No pilar C-07, as deformações longitudinais na mesa e na alma do perfil de aço foram medidas experimentalmente por meio dos extensômetros 1, 3 e 4, como indicado na Figura 4.18. Analogamente, avaliou-se no modelo numérico, as deformações longitudinais nestas mesmas posições e os resultados obtidos em função do carregamento são apresentados no gráfico da Figura 5.12a. Observa-se que há boa correlação entre o modelo numérico e os resultados experimentais para cada passo do carregamento, em especial para o trecho linear inicial. A Figura 5.12b apresenta as tensões de Von Mises no perfil de aço referentes à força máxima resistida pelo pilar misto. Observa-se que grande parte do perfil encontra-se submetido a níveis de tensões próximos ao valor da tensão de escoamento.

Uma comparação similar foi feita para as deformações medidas no concreto por meio dos extensômetros 5 e 6 (Figura 4.18). A Figura 5.13 apresenta, para o pilar C-08, a evolução das deformações no bloco de concreto em função do carregamento, valores obtidos experimentalmente e no modelo numérico. Observa-se que com as hipóteses adotadas para o concreto obtém-se uma boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais em termos de deformações no concreto.

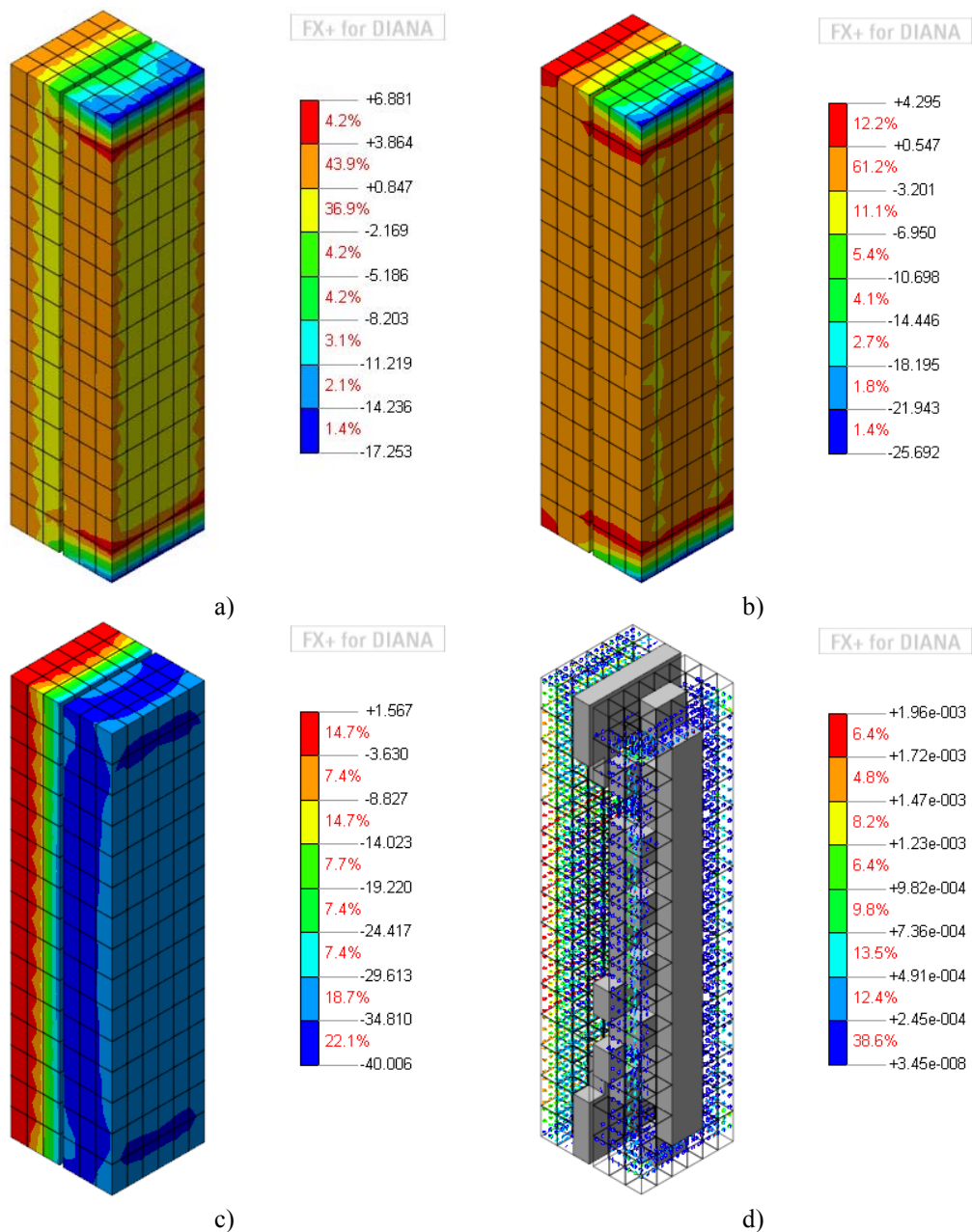
Figura 5.13 – Curva Força Aplicada/Força experimental vs. Deformação bloco de concreto para o exemplar C-08



Fonte: Próprio autor

A Figura 5.14 apresenta, para o exemplar C-08, as tensões principais por meio do gradiente de tensões no bloco de concreto e o panorama de fissuração obtido para o passo de carga referente à força máxima.

Figura 5.14 – Exemplar C-08 a) Tensões principais S1; b) tensões principais S2; c) tensões principais S3 no bloco de concreto; d) Fissuração no bloco de concreto referente à força máxima



Fonte: Próprio autor. (Unidades: N, mm)

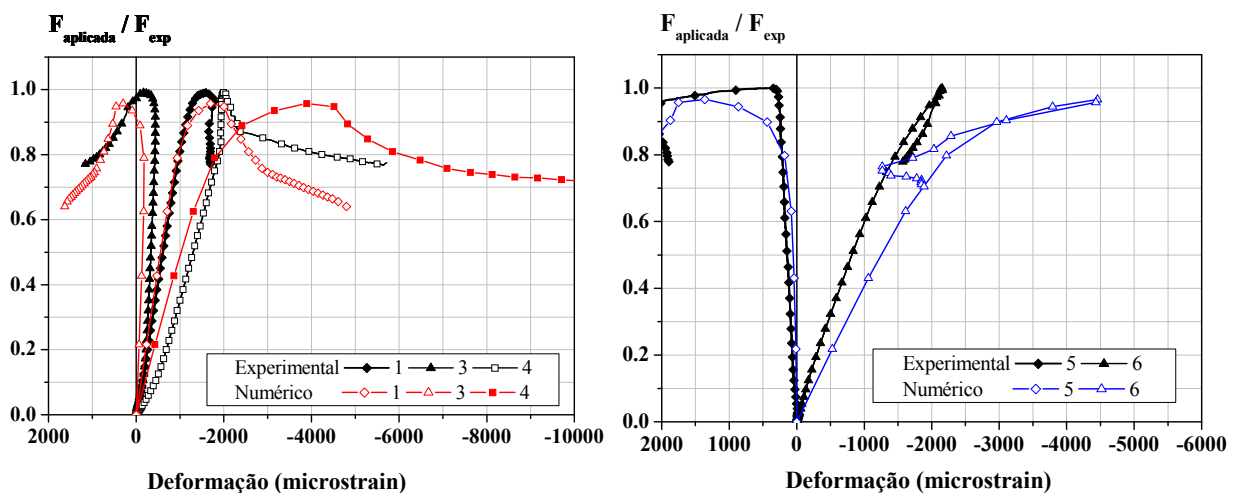
As tensões principais S1 e S2 (Figura 5.14) indicam que a lateral esquerda (face 4) e as regiões próximas das extremidades do pilar estão submetidas a elevadas tensões de tração. Estas superam a resistência à tração do concreto convencional, resultando na fissuração no bloco de concreto, como pode ser observado na Figura 5.14d, isto é, o panorama de fissuração apresentado é coerente com as concentrações de tensões apresentadas.

Já as máximas tensões de compressão estão indicadas na Figura 5.14c. Observa-se que a porção direita do bloco de concreto (face 2) está submetida a elevadas tensões de compressão, sendo os valores máximos localizados no concreto adjacente à alma do perfil de aço.

As simulações numéricas também foram realizadas para os exemplares com concreto com fibras de aço. Para ilustrar as comparações entre as deformações obtidas por meio dos ensaios experimentais e das simulações numéricas são apresentados os resultados obtidos para o exemplar C-09.

A Figura 5.15 apresenta os gráficos: Força Aplicada/Força Experimental vs. Deformação no perfil e no concreto. Observa-se também boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos para todos os pontos de deformação medidos pelos extensômetros, seja no aço ou no concreto.

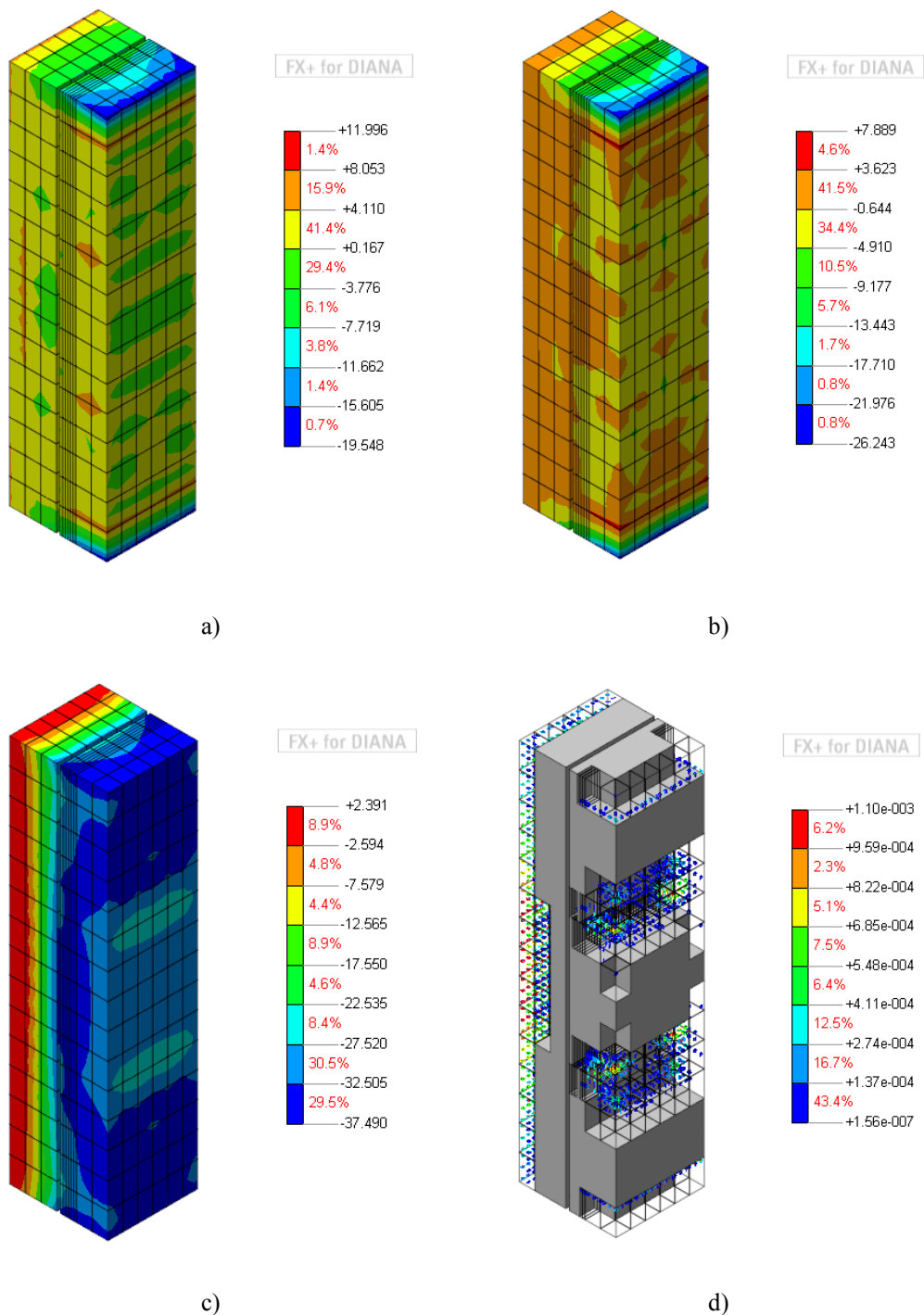
Figura 5.15 – Exemplar C-09: a) Curva Força Aplicada/Força experimental vs. Deformação no perfil de aço; b) Curva Força Aplicada/Força experimental vs. Deformação bloco de concreto



Fonte: Próprio autor

A Figura 5.16 apresenta, para o exemplar C-09, as tensões principais no concreto e o panorama de fissuração obtido para o passo de carga referente à força máxima. Constata-se que os resultados dos modelos numéricos são compatíveis com os observados experimentalmente.

Figura 5.16 – Exemplar C-09 a) Tensões principais S1; b) tensões principais S2; c) tensões principais S3 no bloco de concreto; d) Fissuração no bloco de concreto referente à força máxima

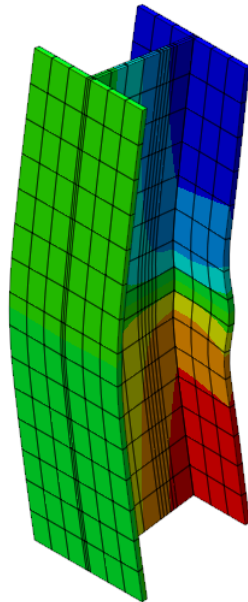


Fonte: Próprio autor. (Unidades: N, mm)

Finalmente, é apresentada uma comparação entre a configuração deformada final observada nos exemplares ensaiados e as configurações obtidas pelas simulações numéricas (Figura 5.17 e Figura 5.18). Destaca-se que o modelo numérico é capaz de reproduzir as

instabilidades locais que ocorrem no perfil metálico no ponto onde há a formação da rótula plástica.

Figura 5.17 – Configuração deformada final do pilar C-04 a) Simulação numérica b) Ensaio experimental



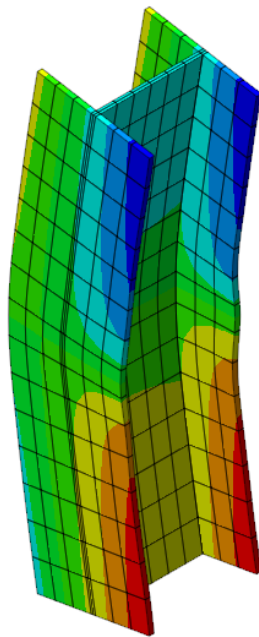
a)



b)

Fonte: Próprio autor

Figura 5.18 – Configuração deformada final do pilar C-07 a) Simulação numérica b) Ensaio experimental



a)



b)

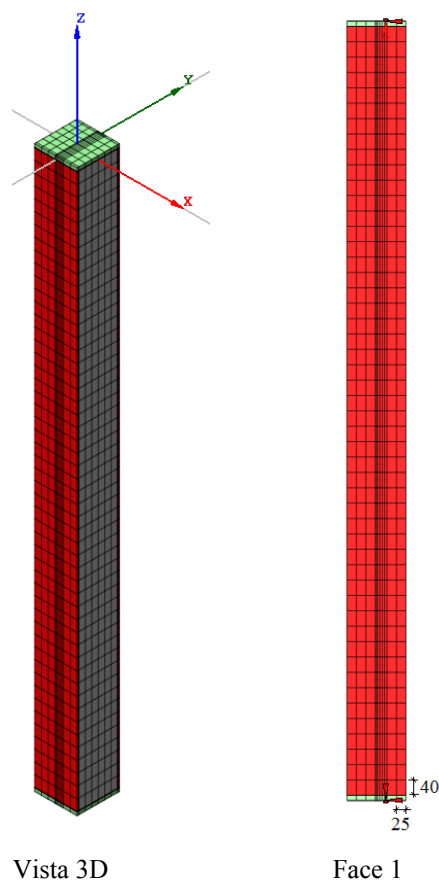
Fonte: Próprio autor

5.4 Modelos numéricos dos pilares da série S2

Para os pilares da série S2, o modelo tridimensional desenvolvido possui uma malha de elementos finitos composta por 4551 elementos finitos sólidos e 1651 elementos de interface. O modelo é composto por: chapa de topo e base, perfil metálico, núcleo de concreto e interfaces chapa-pilar e perfil-concreto (Figura 5.19).

As simulações numéricas da série S2 foram desenvolvidas de modo semelhante às desenvolvidas para a série S1, isto é, foram utilizados os mesmos tipos de elementos finitos para representação dos componentes da seção mista, de modelos constitutivos para representação dos materiais, de condições de contorno e de condições de aplicação de carregamento.

Figura 5.19 – Série S2 – Malha e condições de contorno



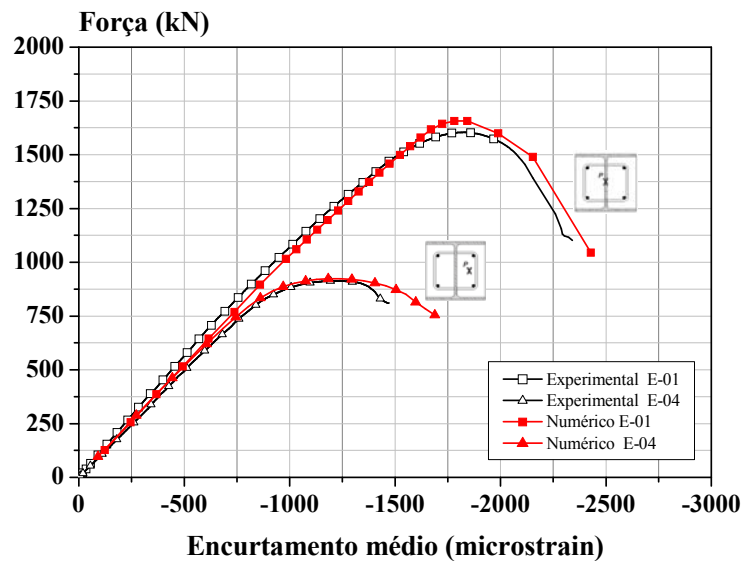
Fonte: Próprio autor

5.4.1 Resultados – Calibração dos modelos da série S2

5.4.1.1 Comportamento Força vs. Encurtamento médio

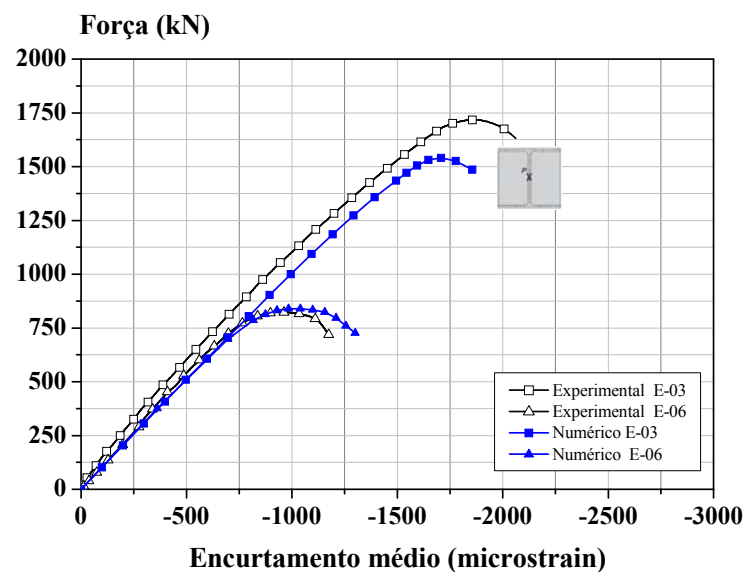
A Figura 5.20 e Figura 5.21 apresentam as “Curvas Força vs. Encurtamento médio” obtidas pelos ensaios experimentais e pelas simulações numéricas para os pilares com armadura convencional (E-01, E-04) e para os pilares com concreto com fibras (E-03, E-06), respectivamente.

Figura 5.20 – Curva Força vs. Encurtamento médio experimental e numérico (E-01, C-04)



Fonte: Próprio autor

Figura 5.21 – Curva Força vs. Encurtamento médio experimental e numérico (E-03, C-06)

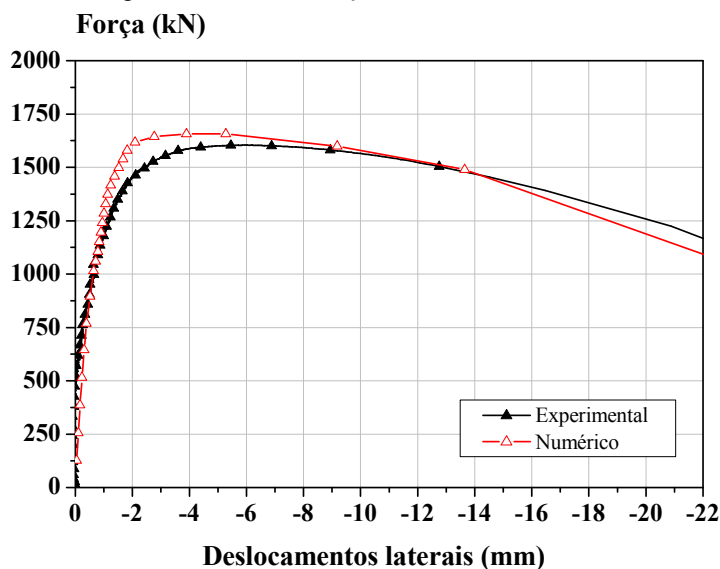


Fonte: Próprio autor

Nota-se que os resultados experimentais são bem representados pelos resultados numéricos, especialmente para os exemplares que possuem armadura convencional. A maior divergência ocorreu para o exemplar E-03, no qual a curva numérica apresenta menor rigidez e força máxima que a curva experimental. É difícil precisar o motivo desta divergência uma vez que vários fatores podem alterar os resultados; uma possível explicação está relacionada com a intensidade do adensamento e isto pode ter influenciado na qualidade do concreto aumentando sua resistência a compressão, por exemplo. Vale salientar que mesmo alterando os valores da excentricidade acidental não foi possível obter um valor de “força máxima” mais próximo do valor obtido experimentalmente.

A Figura 5.23 apresenta a curva Força vs. Deslocamento lateral para o meio do vão para o exemplar E-04. Observa-se que o modelo numérico consegue reproduzir satisfatoriamente a evolução dos deslocamentos em função da força aplicada.

Figura 5.22 – Exemplar E-04: Curva Força vs. Deslocamento lateral no meio do vão



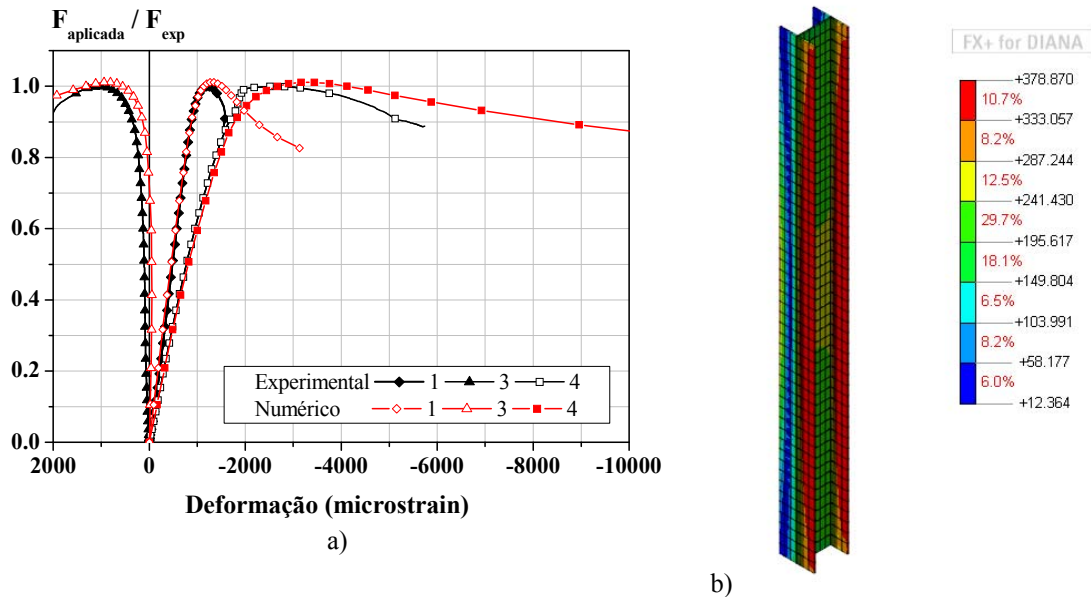
Fonte: Próprio autor

5.4.1.2 *Comportamento das tensões e das deformações nos materiais*

As deformações e tensões obtidas nos modelos numéricos foram comparadas com os resultados obtidos experimentalmente nos pontos instrumentados. Para o exemplar E-4, os resultados obtidos são apresentados nos gráficos da Figura 5.23a e Figura 5.24. Observa-se que há boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais tanto para o perfil metálico como para o concreto entre as mesas.

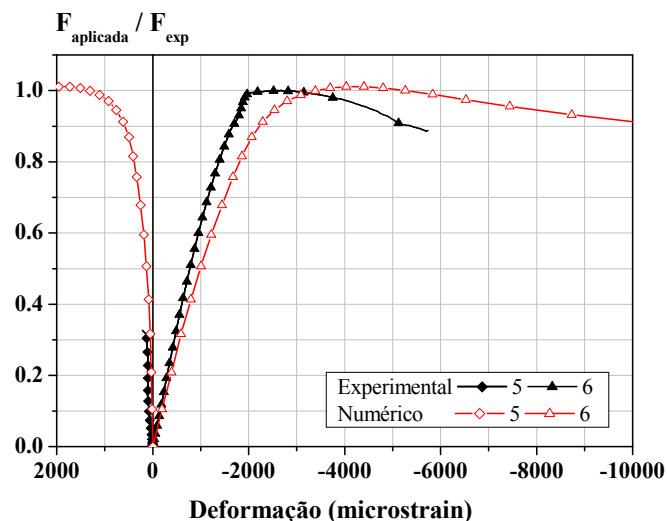
A Figura 5.23-(b) apresenta as tensões de Von Mises no perfil de aço referentes à força máxima resistida pelo pilar misto. Observa-se que há uma porção das mesas submetida a níveis de tensões próximos ao valor da tensão de escoamento, sendo a maior parte do perfil submetida a tensões da ordem de 200 MPa.

Figura 5.23 – Exemplar E-04: a) Curva Força Aplicada/Força experimental vs. Deformação no perfil metálico; b) Tensões de Von Mises no perfil metálico referente à carga máxima (MPa)



Fonte: Próprio autor

Figura 5.24 – Exemplar E-04: a) Curva Força Aplicada/Força experimental vs. Deformação no bloco de concreto

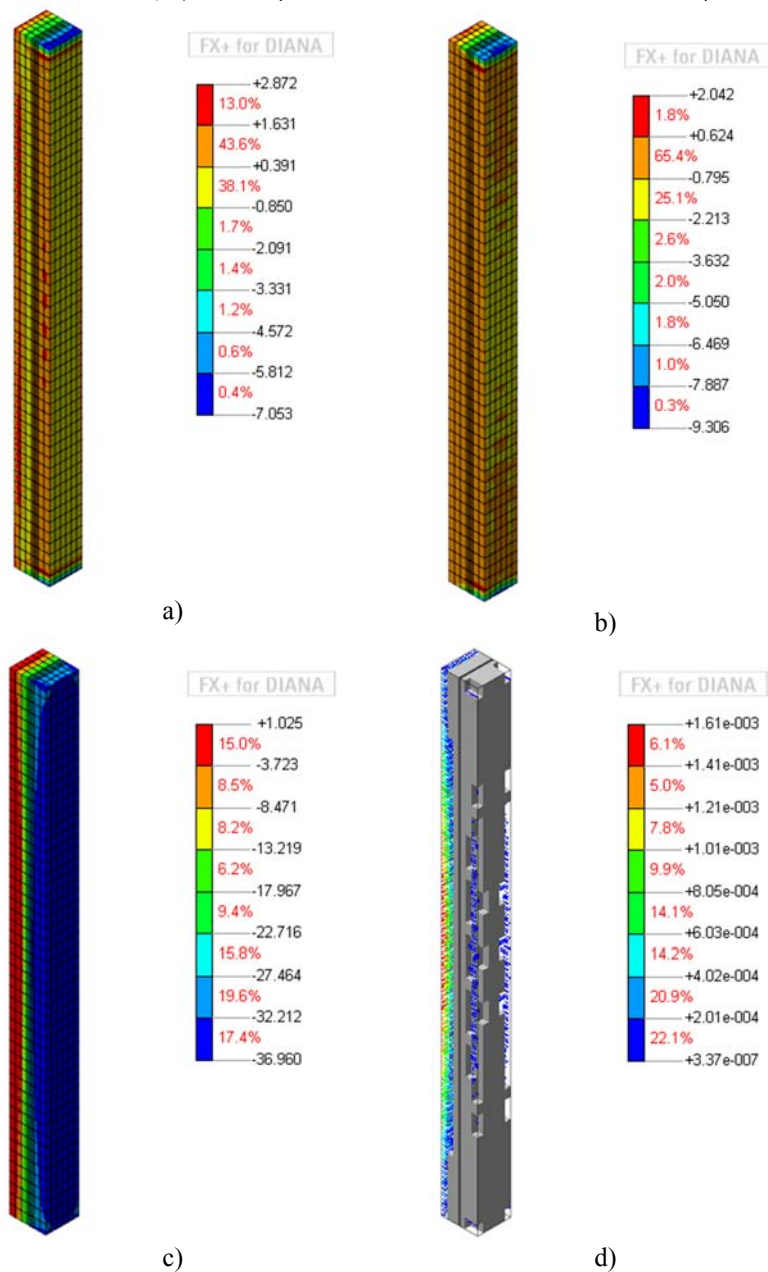


Fonte: Próprio autor

A Figura 5.25 apresenta, para o exemplar E-04, as tensões principais no concreto e o panorama de fissuração obtido para o passo de carga referente à força máxima. Observa-se que

a resistência à tração do concreto foi superada em alguns pontos, a maioria na face 4 (esquerda). O panorama de fissuração mostrado na Figura 5.25-(d) indica que as fissuras com maior abertura ocorrem na fase 4 na região central, como esperado.

Figura 5.25 – Exemplar E-04 a) Tensões principais S1; b) tensões principais S2; c) tensões principais S3 no bloco de concreto; d) Fissuração no bloco de concreto referente à força máxima



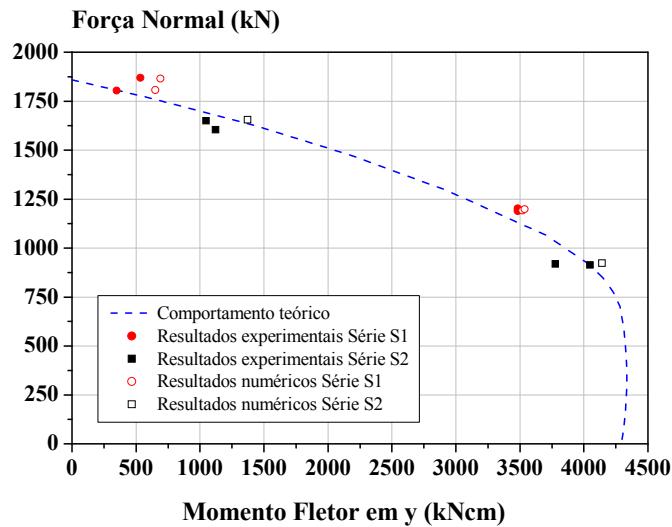
Fonte: Próprio autor (Unidades: N, mm)

5.5 Comparação entre resultados experimentais e numéricos

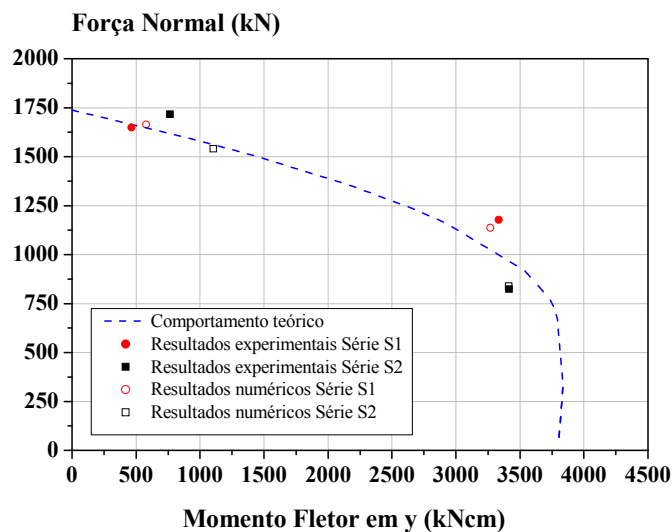
Os valores de força máxima e momento fletor máximo obtidos nos modelos físicos e numéricos são apresentados nos diagramas de interação da Figura 5.26. Observa-se que os

valores obtidos pela simulação numérica são próximos aos obtidos experimentalmente e que ambos encontram-se no limite da curva do comportamento teórico.

Figura 5.26 – Diagrama de interação momento fletor – normal para os exemplares: a) concreto convencional; b) concreto com fibras



a)



b)

Fonte: Próprio autor

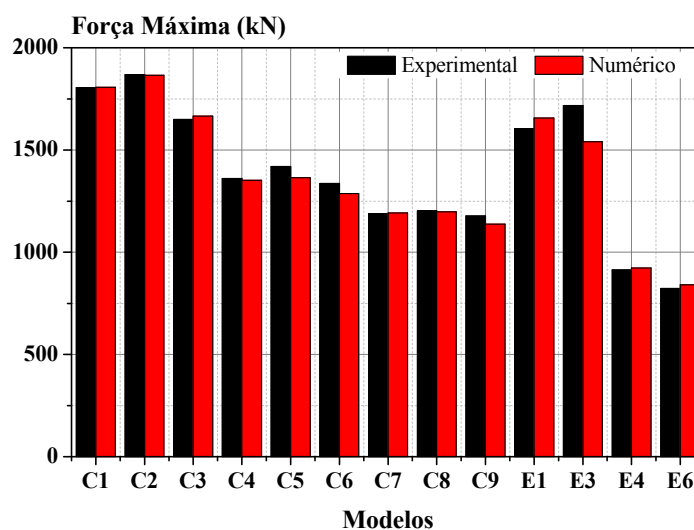
A Tabela 5.1 apresenta a comparação quantitativa entre os valores de força máxima e momento máximo obtidos nas simulações numéricas e ensaios. Observa-se que o valor de força máxima obtido no modelo numérico é muito próximo aos valores obtidos experimentalmente, sendo a maior divergência de apenas 10%. Por outro lado, os valores de momento máximo estimados a partir dos resultados dos modelos numéricos, em pilares curtos com excentricidade de primeira ordem nula, apresentam maiores divergências, em média 14%. Isto pode estar relacionado com a incerteza da excentricidade acidental considerada.

Tabela 5.3 – Análise comparativa dos valores de Força Máxima e Momento Máximo

Exemplar	Força Máxima		Comparação (%)	Momento Máximo		Comparação (%)
	Exp. (kN)	Num. (kN)		Exp. (kN.cm)	Num. (kN.cm)	
C1	1804	1807	0.15%	709	650	-8.32%
C2	1869	1865	-0.21%	909	691	-23.98%
C3	1649	1665	0.98%	795	579	-27.17%
C4	1361	1352	-0.66%	4137	4019	-2.85%
C5	1419	1364	-3.88%	4299	4051	-5.77%
C6	1336	1287	-3.67%	4040	3748	-7.23%
C7	1189	1192	0.23%	3720	3518	-5.43%
C8	1203	1198	-0.42%	3772	3537	-6.23%
C9	1178	1137	-3.49%	3572	3268	-8.51%
E1	1604	1656	3.22%	1442	1372	-4.85%
E3	1717	1540	-10.31%	1109	1103	-0.54%
E4	913	923	1.08%	4229	4141	-2.08%
E6	823	840	2.01%	3580	3412	-4.70%

Os valores de força máxima são também apresentados na Figura 5.26 na qual é possível visualizar as pequenas diferenças obtidas entre os valores experimentais e numéricos.

Figura 5.27 – Análise comparativa dos valores de Força Máxima



Com base nos resultados da modelagem numérica expostos e comentados até o momento, considera-se que os modelos numéricos estão validados e são representativos do comportamento observado experimentalmente. Assim, estes modelos são utilizados para o estudo paramétrico apresentado a seguir.

5.6 Estudo paramétrico

Os diversos trabalhos sobre pilares mistos presentes na literatura mostram que o comportamento estrutural destes pilares depende de muitos parâmetros, entretanto nem todos puderam ser avaliados no programa experimental devido a restrições de recursos e de tempo.

A fim de avaliar mais profundamente a influência destes e outros parâmetros que possam ser relevantes na definição do comportamento estrutural dos pilares mistos parcialmente revestidos foi desenvolvida uma análise paramétrica que considerou os seguintes parâmetros:

- Resistência do concreto à compressão: 36/34,8 MPa (valores experimentais), 50 MPa e 60MPa;
- Resistência ao escoamento do aço: 250 MPa, 380 MPa (valor experimental) e 450 MPa;
- Índice de esbeltez reduzido ($\lambda_{0,m}$): 0,25 ($L_0 = 60$ cm, valor experimental)
0,50 ($L_1 = 120$ cm)
0,83 ($L_2 = 200$ cm, valor experimental)
1,25 ($L_3 = 300$ cm)
- Excentricidade do carregamento: 0 cm, 25 mm (valores experimentais), 40 mm e 50 mm.

Para englobar todas essas variáveis, ao todo foram simulados 90 novos modelos numéricos com as três configurações apresentadas na Figura 4.2. Além disso, os modelos do estudo paramétrico seguem a mesma descrição dos modelos utilizados na calibração, isto é, mesmo tipo de elemento finito, condições de contorno e de carregamento.

5.6.1 Variação da resistência do concreto à compressão

A fim de simular a influência do concreto no comportamento estrutural do pilar misto parcialmente revestido variou-se as propriedades mecânicas do concreto nas simulações de 39 modelos numéricos com as configurações geométricas dos exemplares experimentais. Além do concreto convencional com resistência à compressão de 36 MPa e concreto com fibras com resistência de 34,8 MPa utilizados nos exemplares experimentais, foram simulados concretos com resistência à compressão de 50 e 60 MPa. As demais propriedades mecânicas do concreto foram estimadas por expressões contidas em códigos normativos ou modelos teóricos:

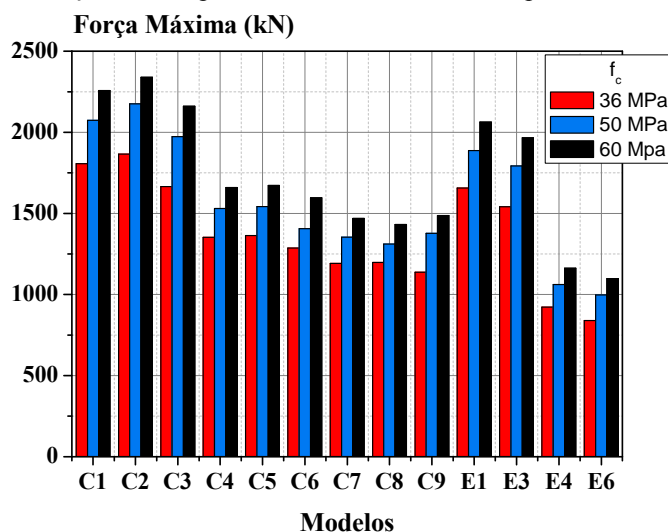
- Módulo de elasticidade: estimado pelas expressões contidas na ABNT NBR 6118:2007;
- Energia de fraturamento à tração (G_f): estimada pelas expressões contidas no CEB 1990;
- Diagrama Tensão *vs.* Deformação para o comportamento à compressão: Como já mencionado no item dedicado a calibração dos modelos numéricos (item 5.3.2), para representar o comportamento do concreto foi utilizado o modelo PARABO disponível no software DIANA com algumas modificações no trecho pós-pico. Para a utilização dessas expressões é necessário a definição de um importante parâmetro: a energia de fraturamento à compressão (G_c). Segundo Feenstra (1993), o valor de energia de fraturamento à compressão pode ser estimado como sendo 50 a 100 vezes o valor da energia de fraturamento à tração do concreto. A calibração do modelo numérico por meio da comparação dos resultados experimentais mostrou que para o concreto fabricado no laboratório esta relação é igual a 78. Vale salientar que esse valor foi obtido para o caso específico de um concreto com resistência à compressão de aproximadamente 40 MPa e parcialmente confinado pelas abas do perfil metálico, entretanto para a realização do estudo paramétrico extrapolou-se este resultado para estimar as propriedades de concretos com resistência à compressão com 50 e 60 MPa. Considerando essas hipóteses obteve-se os resultados de forças máxima e momentos máximo para diferentes valores de resistência à compressão apresentados na Tabela 2.1 e Figura 5.28.

Tabela 5.4 – Valores de força e momento máximos para diferentes valores de resistência à compressão

	$f_c= 36 \text{ MPa}$			$f_c= 50 \text{ MPa}$			<i>Acréscimo na $F_{máx}$</i>	$f_c= 60 \text{ MPa}$			
	$F_{máx}$	$M_{máx}$		$F_{máx}$	$M_{máx}$			$F_{máx}$	$M_{máx}$		<i>Acréscimo na $F_{máx}$</i>
		M_x	M_y		M_x	M_y			M_x	M_y	
C1	1807	-	650	2075	-	895	15%	2257	-	830	25%
C2	1865	-	691	2176	-	818	17%	2339	-	817	25%
C3	1665	-	579	1974	-	747	19%	2160	-	835	30%
C4	1352	4019	-	1530	4402	-	13%	1660	4783	-	23%
C5	1364	4051	-	1542	4433	-	13%	1672	4815	-	23%
C6	1287	3748	-	1407	4040	-	9%	1597	4320	-	24%
C7	1192	-	3518	1353	-	3994	14%	1469	-	4289	23%
C8	1198	-	3537	1311	-	3831	9%	1432	-	4184	20%
C9	1137	-	3268	1377	-	3997	21%	1487	-	4258	31%
E1	1656	-	1372	1888	-	1612	14%	2063	-	1703	25%
E3	1540	-	1103	1793	-	1195	16%	1966	-	1248	28%
E4	923	-	4141	1062	-	4567	15%	1162	-	5008	26%
E6	840	-	3412	997	-	4187	19%	1098	-	4616	31%

Como esperado, observa-se que quanto maior a resistência à compressão do concreto maior o valor de força máxima obtida para os pilares analisados e percebe-se que a relação entre o valor de resistência à compressão do concreto e a força máxima atingida é aproximadamente linear. Além disso, a variação da resistência do concreto tem influência semelhante para os exemplares com armaduras discretas (convencional e tela) e com concreto com fibras.

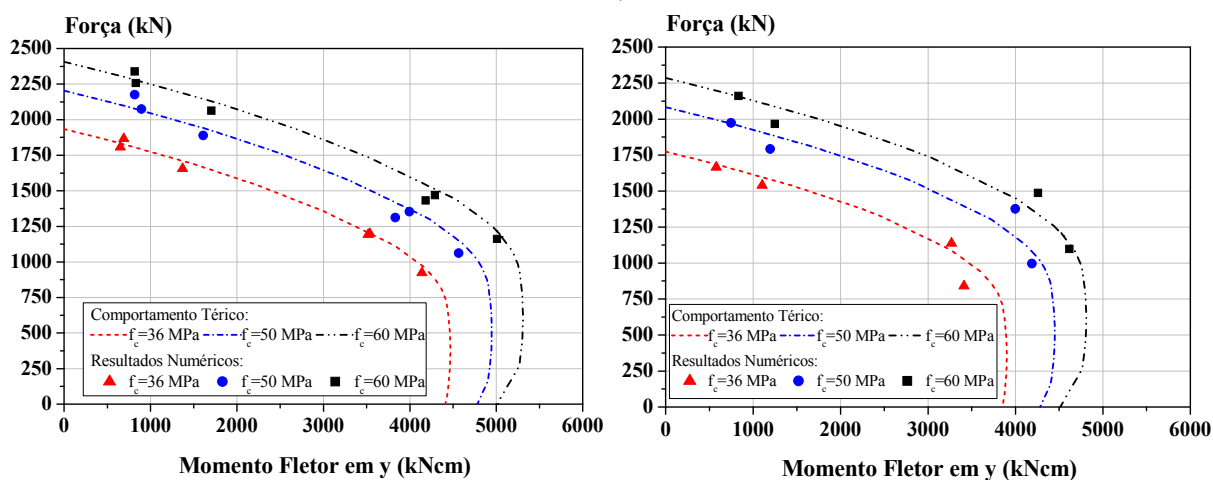
Figura 5.28 – Força Máxima para diferentes valores de comprimento e excentricidade



Fonte: Próprio autor

A Figura 5.29(a) e Figura 5.29(b) apresentam os resultados numéricos para os pilares com concreto com a resistência à compressão igual a 36 MPa, 50 MPa e 60 MPa para os exemplares com armaduras discretas e com fibras, respectivamente. Observa-se que há boa correlação dos resultados numéricos com a curva de interação M-N que considera plastificação total da seção transversal e coeficiente de redução do momento de plastificação (α_M) igual a 0,9 para todos os valores de resistência a compressão do concreto, tanto para os pilares com armaduras discretas como para os com concreto com fibras.

Figura 5.29 – Diagrama de Interação Normal – Momento fletor com a variação da f_c : a) Modelos com armadura convencional; b) Modelos com fibras



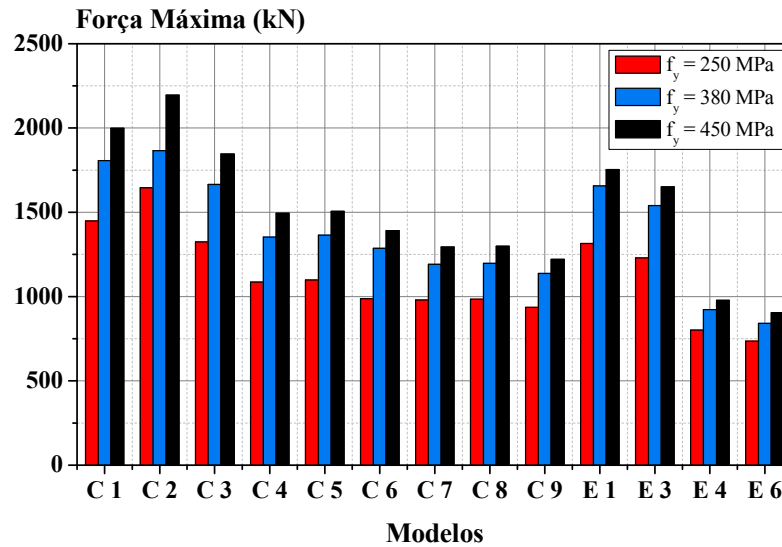
Fonte: Próprio autor

Neste caso, portanto, nota-se que o modelo teórico produz resultados satisfatórios inclusive para concretos com valores de resistência a compressão maiores que 50 MPa. Vale salientar, entretanto, que estes resultados estão vinculados a hipóteses simplificadoras adotadas para a estimativa dos diagrama Tensão vs. Deformação, portanto deve-se ter cautela ao considerar tais resultados.

5.6.2 Variação da resistência ao escoamento do aço

A influência da resistência ao escoamento do aço foi avaliada em 39 modelos numéricos nos quais se considerou as mesmas configurações geométricas e propriedades mecânicas do concreto dos exemplares das séries experimentais S1 e S2, porém com três valores de resistência ao escoamento do aço: 250 MPa, 380 MPa (valor experimental) e 450 MPa. Os resultados obtidos nestas simulações são apresentados na Figura 5.30 e na Tabela 5.5.

Figura 5.30 – Força Máxima para diferentes valores de tensão de escoamento do aço



Fonte: Próprio autor

Considerando os resultados obtidos para o valor de resistência ao escoamento do aço igual a 250 MPa como valores de referência, verifica-se que um aumento de aproximadamente 52% na resistência ao escoamento (de $f_y = 250$ para $f_y = 380$ MPa) implica em um aumento médio de 23% na força máxima atingida pelos pilares da série S1. Já um aumento de 80% na resistência ao escoamento (de $f_y = 250$ para $f_y = 450$ MPa) resulta em aumento médio de 36% no valor da força máxima atingida pelos pilares da série S1. Este valor médio de acréscimo na força máxima atingida pelos exemplares curtos (série S1) é, aproximadamente, o mesmo obtido ao considerar apenas os exemplares submetidos a compressão simples ou a flexo-compressão.

No caso dos pilares da séries S2, nos modelos submetidos a compressão simples, quando a resistência ao escoamento do aço foi elevada para 380MPa e 450 MPa o acréscimo na força máxima foi de 26% e 34%, respectivamente. Já para os pilares submetidos a flexo-compressão o acréscimo foi de 14% e 23%, respectivamente, para os mesmos valores de resistência ao escoamento (380MPa e 450 MPa). Assim, pode-se concluir que no caso de pilares mais esbeltos o aumento da resistência do aço tem uma influência mais significativa para menores valores de excentricidade.

Tabela 5.5 – Valores de força e momento máximos para os valores de resistência ao escoamento do aço

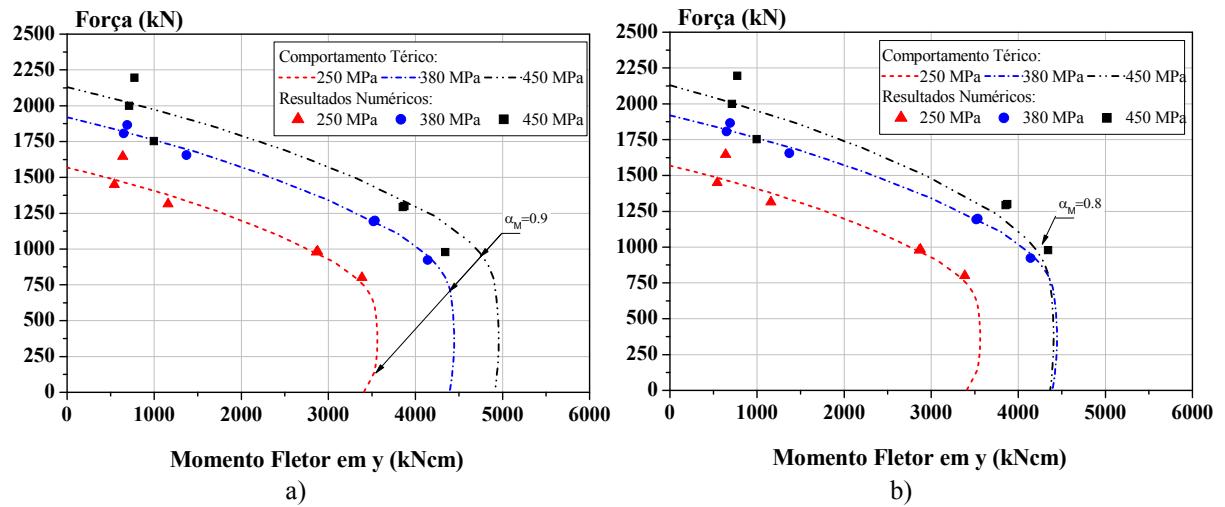
	$f_y = 250 \text{ MPa}$		$f_y = 380 \text{ MPa}$				$f_y = 450 \text{ MPa}$			
	$F_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$ M_x M_y	$F_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$ M_x M_y	<i>Acréscimo na $F_{m\acute{a}x}$</i>		$F_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$ M_x M_y	<i>Acréscimo na $F_{m\acute{a}x}$</i>	
C1	1449	543	1807	-	650	25%	1999	713	38%	
C2	1645	640	1865	-	691	13%	2195	775	33%	
C3	1325	476	1665	-	579	26%	1845	678	39%	
C4	1086	3132	1352	4019	-	25%	1494	4278	38%	
C5	1098	3165	1364	4051	-	24%	1506	4310	37%	
C6	986	2793	1287	3748	-	30%	1390	3894	41%	
C7	979	2863	1192	-	3518	22%	1293	3853	32%	
C8	984	2877	1198	-	3537	22%	1299	3874	32%	
C9	935	2664	1137	-	3268	22%	1220	3548	31%	
E1	1314	1161	1656	-	1372	26%	1753	0 995	33%	
E3	1229	809	1540	-	1103	25%	1651	0 1409	34%	
E4	801	3385	923	-	4141	15%	978	0 4341	22%	
E6	736	3053	840	-	3412	14%	903	0 3921	23%	

A Figura 5.31 e a Figura 5.32 apresentam a comparação dos resultados das análises numéricas e a curva de interação M-N teórica que considera plastificação total da seção transversal e coeficiente de redução do momento de plastificação (α_M). Como mostrado mais detalhadamente no Capítulo 3, este fator de redução tem o objetivo de levar em consideração o real gradiente de deformações e as limitações de deformação do concreto.

Observa-se que os resultados de força máxima e momento máximo obtidos nos modelos numéricos com aço de resistência ao escoamento de 250MPa e 380 MPa se ajustam satisfatoriamente a estas curvas quando se considera um $\alpha_M = 0,9$ (Figura 5.31a e Figura 5.32a).

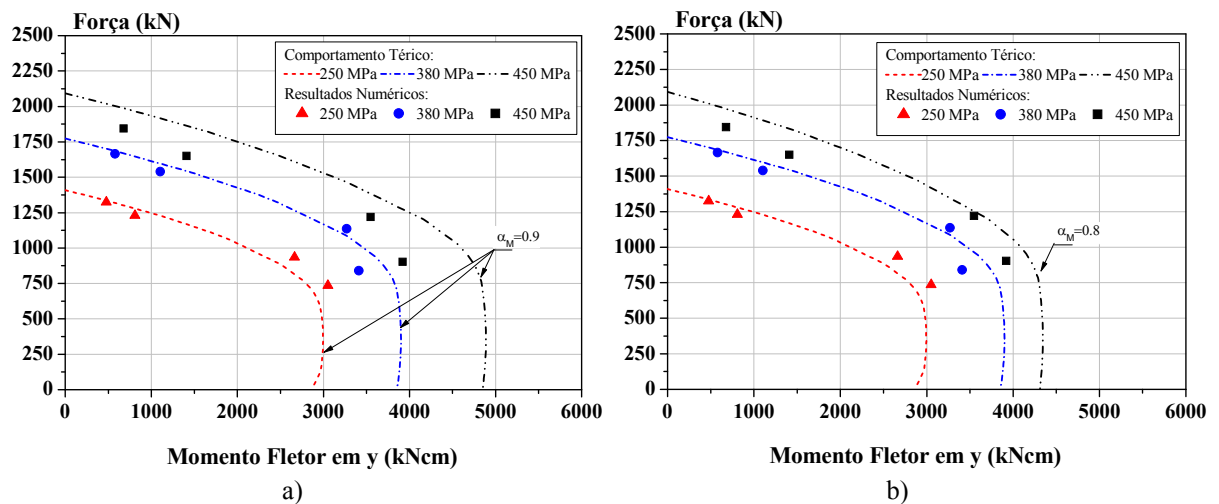
No entanto, quando se considera a resistência ao escoamento do aço igual a 450 MPa os resultados numéricos tem um melhor ajuste à curva teórica para $\alpha_M = 0,8$, como recomendado pela norma europeia para aços de grandes resistências (Figura 5.31(b)). Com esta alteração no valor de α_M há um ajuste satisfatório dos resultados numéricos apenas para os modelos com armaduras discretas. No caso dos modelos com concreto com adição de fibras, os resultados numéricos obtidos nas análises com MEF para aços com $f_y = 450 \text{ MPa}$ são inferiores aos estimados pela curva teórica mesmo considerando $\alpha_M = 0,8$. Desta forma, pode-se dizer que o modelo teórico fornece resultados contra a segurança para pilares -com concreto com fibras quando se utiliza aços de resistências mais elevadas.

Figura 5.31 – Diagrama de Interação Normal – Momento fletor para modelos com armadura: a) comportamento teórico com $\alpha_M = 0,9$; b) comportamento teórico com $\alpha_M = 0,8$ para $f_y = 450$ MPa



Fonte: Próprio autor

Figura 5.32 – Diagrama de Interação Normal – Momento fletor para modelos com fibras: a) comportamento teórico com $\alpha_M = 0,9$; b) comportamento teórico com $\alpha_M = 0,8$ para $f_y = 450$ MPa

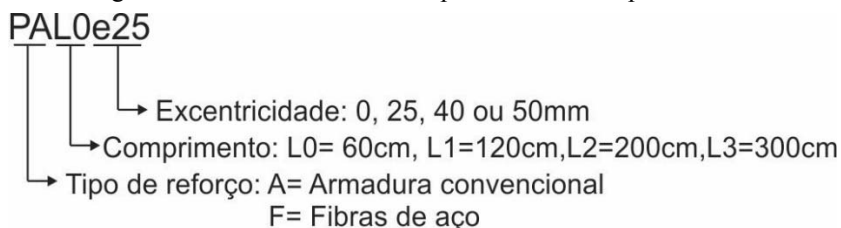


Fonte: Próprio autor

5.6.3 Variação no índice de esbeltez reduzido e excentricidade de carregamento

Os outros parâmetros considerados no estudo paramétrico foram o índice de esbeltez e a excentricidade de carregamento. A variação do índice de esbeltez foi obtida modificando o comprimento dos pilares analisados. Já para a excentricidade de carregamento dois outros valores foram escolhidos: 50 e 60mm. Ao todo foram avaliados 20 modelos de pilares flexo-comprimidos (flexão em y) que seguem a nomenclatura definida na Figura 5.33.

Figura 5.33 – Nomenclatura dos pilares do estudo paramétrico



Fonte: Próprio autor.

Os resultados máximos de força e momento oriundos das simulações numéricas do estudo paramétrico são apresentados considerando variação na esbelteza são apresentados na Tabela 5.6.

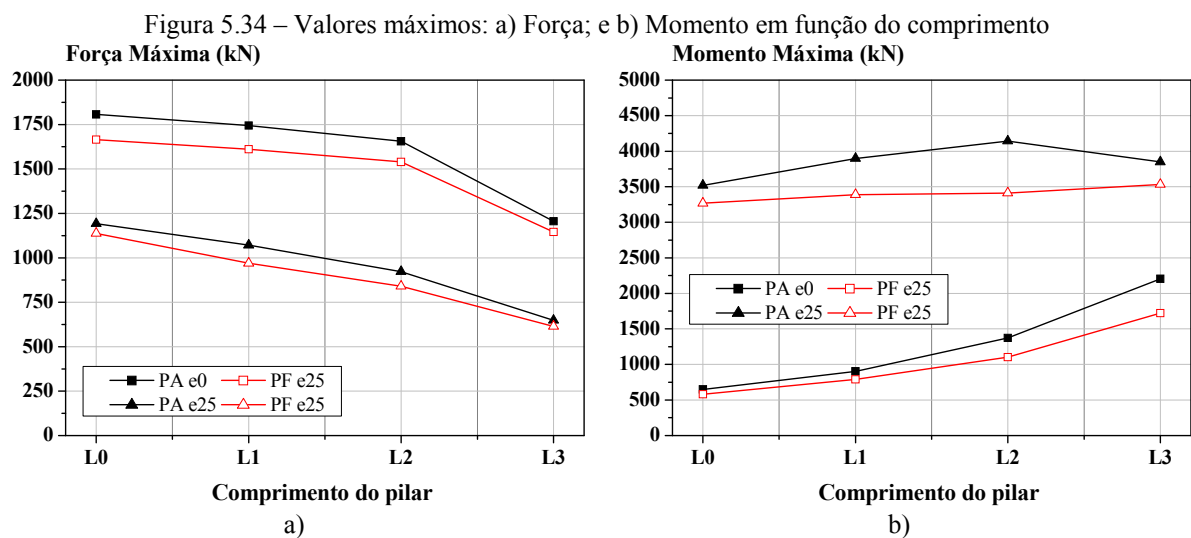
Tabela 5.6 – Força Máxima e Momento Máximo para variação do comprimento nos modelos numéricos

		<i>Resultados Numérico</i>	
Modelo		<i>F_{máx}</i>	<i>M_{máx} My</i>
Exp.	Num.		
C1	PAL0e0	1807	650
	PAL1e0	1745	902
E1	PAL2e0	1656	1372
	PAL3e0	1205	2205
C3	PAL0e25	1192	3518
	PAL1e25	1071	3896
C9	PAL2e25	923	4141
	PAL3e25	648	3849
C7	PFL0e0	1665	579
	PFL1e0	1612	788
E4	PFL2e0	1540	1103
	PFL3e0	1145	1723
E3	PFL0e25	1137	3268
	PFL1e25	969	3390
E6	PFL2e25	840	3412
	PFL3e25	614	3533

Observa-se, como esperado, que quanto maior o valor do índice de esbelteza menor será o valor da força máxima atingida pelo modelo; isto ocorre tanto para os modelos com armaduras discretas como para aqueles com fibras de aço. Verifica-se que para pilares submetidos a flexo-compressão há uma relação linear entre o aumento da esbelteza (comprimento) e a redução da força máxima atingida, enquanto para pilares submetidos a compressão simples esta variação

não é linear. Por outro lado, na análise do momento máximo observa-se comportamento oposto (Figura 5.34).

Além disso, nota-se que em todos os pilares avaliados neste item os valores máximos de força e momento para as configurações com armadura direta e com concreto com fibras são próximos entre si. Para pilares com comprimentos variando de L0 a L3 submetidos a compressão simples a diferença média entre a força máxima nos pilares com armaduras discretas e com fibras é de 40%. Já para pilares submetidos a carregamento excêntrico ($e = 25$ mm) essa diferença é de 6%.



Fonte: Próprio autor

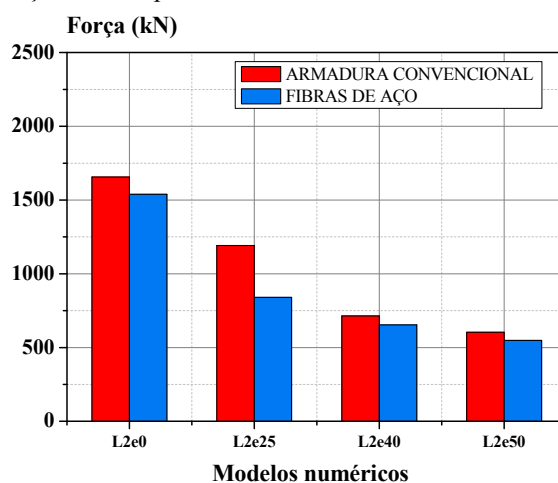
A Tabela 5.7 apresenta os valores de força máxima e momento máximos obtidos ao se variar os valores de excentricidade do carregamento.

Tabela 5.7 – Força Máxima e Momento Máximo para variação da excentricidade

<i>Resultados Numérico</i>		
Modelo Num.	<i>F</i>_{máx}	<i>M</i>_{máx} <i>My</i>
PAL2e0	1656	1372
PAL2e25	1192	3518
PAL2e40	715	4229
PAL2e50	604	4432
PFL2e0	1540	1103
PFL2e25	840	3412
PFL2e40	654	3753
PFL2e50	549	3890

Ao variar a excentricidade do carregamento observou-se que aumentar excentricidade implica numa redução na força máxima resistida pelo pilar. Quando a excentricidade é aumentada de 0 para 25 mm há uma queda significativa no valor da força máxima, aproximadamente 43%, porém ao considerar os valores de força máxima para excentricidades iguais a 25 e 50 mm essa diferença é de aproximadamente 30%. Vale salientar que o comportamento é similar para os modelos com armaduras discretas e com concreto com fibras. Os resultados podem ser melhor visualizados nos gráficos de barras da Figura 5.35.

Figura 5.35 – Força Máxima para diferentes valores excentricidade de carregamento



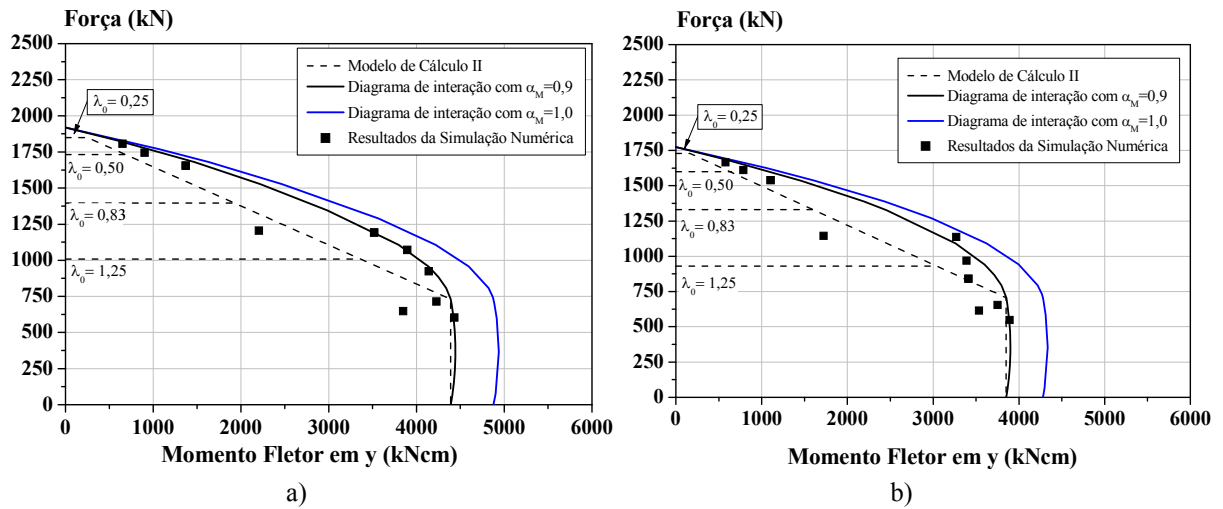
Fonte: Próprio autor

A Figura 5.36 auxilia na comparação dos resultados de força máxima e momento máximo obtidos nas análises numéricas e nos modelos teóricos e traz três curvas teóricas sendo:

- Diagrama de interação considerando plastificação total com $\alpha_M = 1,0$;
- Diagrama de interação considerando plastificação total com $\alpha_M = 0,9$;
- Diagrama de interação de acordo com o Modelo de Cálculo II da ABNT NBR 8800:2008 para cada um dos valores de índice de esbelteza avaliado.

Observa-se que há uma boa correlação entre os resultados das análises numéricas e da curva teórica com $\alpha_M = 0,9$ para a maior parte dos pilares simulados. Apenas para os modelos PAL3e0 e PFL3e0 os valores de força máxima e momento máximo obtidos no modelo numérico ficaram localizados bem abaixo dessa curva.

Figura 5.36 – Diagrama de Interação Normal – Momento fletor com os resultados numéricos para diferentes comprimentos : a) Modelos com armadura convencional; b) Modelos com fibras



Fonte: Próprio autor

A Tabela 5.8 reúne os valores de força máxima e momento máximo obtidos a partir do procedimento indicado pela ABNT NBR 8800:2008 para os pilares com diferentes valores de comprimentos.

Tabela 5.8 – Força Máxima e Momento Máximo para variação do comprimento pelo modelo da norma

Modelo		Resultados da norma		Relação $F_{m\acute{a}x}$ Num/NBR	Relação $M_{m\acute{a}x}$ Num/NBR
		$F_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$ My		
Exp.	Num.				
C1	PAL0e0	1736	735	-4%	13%
	PAL1e0	1525	1516	-13%	68%
E1	PAL2e0	1191	2754	-28%	101%
	PAL3e0	787	4252	-35%	93%
C3	PAL0e25	1083	3155	-9%	-10%
	PAL1e25	1006	3475	-6%	-11%
C9	PAL2e25	880	3907	-5%	-6%
	PAL3e25	656	4407	1%	14%
C7	PFL0e0	1588	679	-5%	17%
	PFL1e0	1392	1381	-14%	75%
E4	PFL2e0	1084	2489	-30%	126%
	PFL3e0	716	3812	-37%	121%
E3	PFL0e25	981	2859	-14%	-13%
	PFL1e25	911	3112	-6%	-8%
E6	PFL2e25	796	3524	-5%	3%
	PFL3e25	585	3848	-5%	9%

Os valores de força máxima e momento máximo obtidos pelos procedimentos normativos para os pilares com diversas excentricidade são apresentados de e Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Força Máxima e Momento Máximo para variação da excentricidade pelo modelo da norma

Modelo Num.	<i>Resultados da norma</i>		<i>Relação Fmáx Num/NBR</i>	<i>Relação Mmáx Num/NBR</i>
	<i>Fmáx</i>	<i>Mmáx My</i>		
PAL2e0	1191	2754	-28%	101%
PAL2e25	1083	3155	-9%	-10%
PAL2e40	679	3908	-5%	-8%
PAL2e50	654	3307	8%	-25%
PFL2e0	1084	2489	-30%	126%
PFL2e25	796	3524	-5%	3%
PFL2e40	664	3848	2%	3%
PFL2e50	573	3848	4%	-1%

Observa-se que os pilares onde a excentricidade do carregamento considerada é apenas o valor de uma excentricidade acidental igual a 3 mm o valor do momento calculado pela norma é muito superior ao valor obtido pelas análises numéricas. Por isso, o valor de força máxima obtida no modelo teórico é inferior ao obtido nas análises numéricas. Por outro lado, para os demais pilares analisados a diferença entre os resultados é bastante inferior sendo de aproximadamente 5% para os pilares com armaduras discretas e de 7% para os modelos com concreto com fibras.

5.7 Considerações finais

Foram desenvolvidos modelos numéricos tridimensionais utilizando elementos finitos sólidos e considerando relações constitutivas não lineares para os materiais aço e concreto. Já para a interface aço-concreto foi considerado um modelo linear.

As simulações numéricas englobaram duas etapas: a calibração dos modelos numéricos por meio da comparação com os resultados experimentais e o desenvolvimento de um estudo paramétrico onde foram avaliados alguns parâmetros de interesse.

Com relação à calibração dos modelos numéricos pode-se destacar:

- a) Boa correlação entre as curvas Força Aplicada vs. Deformação axial obtidas numericamente e experimentalmente;
- b) O modelo numérico prevê satisfatoriamente os valores de Força máxima e momento máximo resistentes;

- c) O efeito do confinamento do concreto devido à ação do perfil metálico e armaduras deve ser considerado a fim de melhorar a representatividade do comportamento pós-pico;
- d) As deformações na mesa do perfil e no concreto foram representadas satisfatoriamente pelo modelo numérico. Já a estimativa dos valores de deformações na alma foi satisfatória somente para a força máxima. Após isso, as deformações obtidas numericamente são superiores àquelas obtidas experimentalmente;
- e) O modelo é capaz de reproduzir satisfatoriamente a configuração deformada dos exemplares.
- f) O comportamento do pilar é mais influenciado pelas características dos materiais e configurações da armadura quando os pilares são curtos.

O estudo paramétrico avaliou o comportamento de 90 pilares mistos parcialmente revestidos contemplando diferentes valores de resistência do concreto, resistência ao escoamento do aço, comprimento e excentricidade do carregamento. Com base nos resultados obtidos pode-se dizer que:

- a) A influência da resistência à compressão do concreto independe do tipo de armadura do pilar misto parcialmente revestido ou seja, tem influência semelhante em pilares com armaduras convencionais, telas ou com concreto com fibras;
- b) A variação do valor da força máxima em função da resistência a compressão do concreto é aproximadamente linear;
- c) O aumento da resistência ao escoamento do aço tem uma influência maior em pilares mais esbeltos e com baixos valores de excentricidade;
- d) Em geral, o diagrama de interação M-N que considera a plastificação total e um coeficiente de redução dos momentos fletores plásticos igual a 0,9 é o que mais se aproxima dos resultados obtidos nos modelos em elementos finitos. Somente para os casos com resistência ao escoamento do aço igual a 450 MPa um melhor ajuste é obtido ao utilizar o coeficiente igual a 0,8;
- e) Mesmo considerando o coeficiente de redução dos momentos igual a 0,8, o modelo teórico fornece resultados contra a segurança para pilares compostos por perfil de aço com maior resistência ao escoamento e concreto com fibras;
- f) Como esperado, um aumento no índice de esbeltez produz uma diminuição na força máxima. O aumento na excentricidade do carregamento produz um efeito similar.

- g) Os valores de força máxima e momento máximo resistentes em pilares com características semelhantes porém com diferentes tipos de armaduras (convencionais, telas e concreto com fibras) foram próximos entre si, independente do índice de esbeltez ou da excentricidade de carregamento analisados.
- h) Quando se aumenta a excentricidade de 0 para 25 mm há uma queda significativa no valor da força máxima, aproximadamente 43%, porém ao considerar os valores de força máxima obtidos para excentricidades iguais a 25 e 50 mm essa diferença se reduz para 30%. Vale salientar que o comportamento é similar para os modelos com armaduras discretas e com concreto com fibras.

6 Considerações Finais

O objetivo principal deste trabalho foi estudar o comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos (PMPR) quando submetidos a compressão simples e a flexo-compressão, visando avaliar a viabilidade da substituição das armaduras convencionais por alternativas – telas de aço e concreto com fibras.

Para isso foi realizada uma revisão bibliográfica dos trabalhos e modelos teóricos disponíveis na literatura técnica. Além disso, foi desenvolvida uma investigação experimental envolvendo ensaios de compressão simples e flexo-compressão em exemplares de PMPR de 60 cm e 200 cm de comprimento e uma abordagem numérica, a fim de extrapolar os resultados experimentais obtidos.

Com o desenvolvimento da revisão bibliográfica pode-se constatar alguns aspectos interessantes:

- a) O comportamento conjunto aço-concreto pode ocorrer mesmo na ausência de conectores de cisalhamento e carregamentos excêntricos (HUNAITTI; FATTAH, 1994);
- b) A utilização de barras de aço entre as mesas do perfil melhora a ductilidade e a resposta pós-pico do pilar, mas não há ganho na capacidade resistente (TREMBLAY, 1998 e CHICOINE et al., 2002);
- c) A utilização de fibras de aço dispersas aleatoriamente na matriz de concreto também melhora o comportamento pós-pico dos PMPR (PRICKETT; DRIVER, 2006);
- d) O modo de falha dos pilares cujos perfis são formados por chapas esbeltas, desenvolvidos pelo grupo Canam Manac, depende do eixo de flexão (PRICKETT; DRIVER, 2006);
- e) Sabe-se que o efeito do confinamento do concreto em seções tubulares circulares promove aumento na capacidade resistente e na capacidade de deformação. Além disso, este efeito é menor em seções tubulares quadradas e retangulares. Porém, o efeito do confinamento do concreto em pilares mistos parcialmente revestidos ainda é um assunto pouco estudado.

A partir da investigação experimental detalhadamente descrita no presente estudo observou-se que:

- a) O comportamento estrutural de pilares submetidos a forças excêntricas depende do eixo de flexão. Quando a flexão ocorre em torno do eixo de maior inércia a redução

de capacidade resistente acontece de modo mais gradual e com grande capacidade de deformação pós-pico;

- b) A flexão em torno do eixo de menor inercia é a situação mais crítica;
- c) A excentricidade no carregamento provoca redução do valor da força máxima, como esperado. Esta redução é maior em pilares com maior índice de esbeltez;
- d) O comportamento estrutural dos exemplares experimentais ocorreu dentro do esperado, culminando em respostas similares para as três configurações avaliadas (armadura convencional, tela de aço soldada e concreto com fibras). Os exemplares com fibras de aço apresentaram valores de força máxima ligeiramente inferiores aos demais;
- e) A substituição da armadura convencional por telas de aço ou concreto com fibras de aço não altera significativamente os valores de força máxima nem o comportamento pós-pico do PMPR;

A partir das simulações numéricas e estudo paramétrico observou-se que:

- a) O comportamento pós-pico dos PMPR fica mais bem representado quando se considera um confinamento parcial do concreto pelo perfil de aço e armaduras;
- b) A variação do valor da força máxima em função da resistência a compressão do concreto é aproximadamente linear;
- c) O comportamento dos pilares mistos compostos por concreto com fibras e perfil de aço com alta resistência não é previsto satisfatoriamente pelo modelo teórico;
- d) Um aumento no índice de esbeltez produz uma diminuição na força máxima. O aumento na excentricidade de carregamento produz efeito similar.

Assim, acredita-se que a substituição das armaduras pelas alternativas aqui propostas e investigadas é viável, porém são necessários estudos complementares que comprovem o comportamento estrutural satisfatório para estes pilares quando submetidos a altas temperaturas e outras condições não avaliadas no presente estudo.

6.1 Recomendações para trabalhos futuros

Levando em conta todas as considerações feitas ao longo deste trabalho são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros a fim de aperfeiçoar e dar continuidade ao tema de estudo:

- a) Investigação experimental e numérica de alguns parâmetros que não puderam ser investigados neste trabalho, como a dimensão da seção transversal, espessura de almas e mesas e a taxa de armadura;
- b) Efeito do confinamento do concreto em pilares parcialmente revestidos;
- c) Efeito da retração e fluência do concreto com fibras no comportamento do PMPR;
- d) Avaliação do comportamento dos PMPR composto por concreto com fibras de aço em situação de incêndio;
- e) Comportamento das ligações entre PMPR e vigas;

Referências bibliográficas

AGUIAR, E.A.B. (2000). **Projeto de pilares de concreto de alto desempenho**. 2000. 223p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 174p.

_____. **NBR 6892-1**: Materiais metálicos — Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013. 70p.

_____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

BEGUM, M.; DRIVER, R.; ELWI, A. E. (2007). Behaviour of partially encased composite columns with high strength concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 133, n.3, p. 327-334, 2007.

BEGUM, M.; DRIVER, R.; ELWI, A. E. (2013). Behaviour of partially encased composite columns with high strength concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 56, p. 1718-1727, 2013.

BEGUM, M.; GHOSH, D. (2011). Finite Element Analysis of Partially Encased Composite Columns with Equivalent Steel Section. **Journal of Structural Engineering**, v. 133, n. 3, p. 326-334, Mar. 2002.

CEB – Comité Euro-International Du Béton. **CEB MODEL CODE 1990**, 1990.

CHEN, C.; LIN N. (2006). Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**. n. 62, p. 424-433, 2006.

CHEN, Y.; WANG, T.; YANG, J.; ZHAO, X. (2010). Test and Numerical Simulation of Partially Encased Composite Columns Subject to Axial and Cyclic Horizontal Loads. **International Journal of Steel Structures**, v. 10, n. 4, p. 385-393, Dec. 2010.

CHICOINE, T.; TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B.; RICLES, J. M.; LU, L. (2002). Behavior and Strength of partially encased composite columns with built-up shapes. **Journal of Structural Engineering**, Canada, v.128, n. 3, p. 279-288, Mar. 2002.

CHICOINE, T.; TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B. (2003); Long-term Behavior and Strength of partially encased composite columns made with built-up steel shapes. **Journal of Structural Engineering**, Canada, v.129, n. 2, p. 141-150, Feb. 2003.

CORREIA, A.J.P.; RODRIGUES, J.P.C. (2011). Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation. **Journal of Constructional Steel Research**. n. 67, p. 593-601, 2011.

CORREIA, A.M.; RODRIGUES, J.P. (2015). Resistência de colunas de aço e mistas aço-betão

em situação de incêndio – estudo experimental e numérico. **Revista da Estrutura de aço**, v. 4, n. 1, p. 01-13, 2015.

DE NARDIN, S. (2003). **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. 1999. 148p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

DE NARDIN, S. (2003). **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. 2003. 341p. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A.S.C.; PEREIRA, M.F.; SERAFIM, J.A. (2012). Análise comparativa de soluções de pilares para galpões: pilares de aço, pré-moldados e mistos de aço e concreto. In: **CONSTRUMETAL 2012**, 2012, São Paulo. Anais...São Paulo, 2012. p. 1-24

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **BS EN 1994-1-1**: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004

ELLOBODY, E.; GHAZY, M. (2012). Experimental investigation of eccentrically loaded fibre reinforced concrete-filled stainless steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 76, p. 167-176, 2012

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. (2011). Numerical simulation of concrete encased steel composite columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, p. 211-222, 2011.

ELNASHAI, A.S.; BRODERICK, B.M. (1994a). Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures. Part 1: Experimental studies. **Journal of Constructional Steel Research**, v.30, n. 03, p. 201-229, Oxford, 1994.

_____. (1994b). Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures. Part 2: Analytical model and discussion of results. **Journal of Constructional Steel Research**, Oxford, v.30, n. 03, p. 231-258, 1994.

FEENSTRA, P. H. (1993). **Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete**. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.

GAIGA, F. (2008). **Análise da distribuição das tensões de cisalhamento na interface açoconcreto de pilares mistos parcialmente revestidos**. 2008. 180p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

GRAMBLIČKA, S.; HRUSOVSKA, A. (2016). Slenderness influence on the behavior of composite columns. **Key Engineering Materials**, v. 691, p. 40-50, 2016.

GRAMBLIČKA, S.; MATIASKI S. (2009). Theoretical and experimental analyses os composite columns with use of high strength concrete. **Slovak Journal of civil engineering**, v. 4, p. 31-40, 2009.

HATZIGEORGIOU, G. D.; BESKOS, D. E. (2004). Minimum cost design of fibre-reinforced concrete-filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, p. 167-

182, Feb. 2005.

HU, T.; HUANG, C.; WU, M.; WU, Y. (2003) Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect. **Journal of Structural Engineering**, v. 129, n. 10, p. 1322-1329, 2003.

HUNAITI, Y. M. (1994). Aging effect on bond strength in composite columns. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 6, n. 4, p. 469-473, 1994.

HUNAITI, Y.M.; FATTAH, B. A. (1994). Design Considerations of Partially Composite Columns. **Proc. Inst. Civ. Eng., Struct. Build.**, v.106, n.2, p.75-82, Feb. 1994.

KORZEN, M.; RODRIGUES, J. P. C; CORREIA, A. J. P. M. (2010). Composite Columns Made of Partially Encased Steel Sections Subjected to Fire, In: **Proceedings of the International Conference SIF10 - Structures in Fire**, Michigan, 2010. p. 341-348

LELKES, A.; GRAMBLIČKA, S. (2013). Theoretical and experimental studies on composite steel-concrete columns. **Procedia Engineering**, v. 65, p. 405-410, 2013.

LIMA JUNIOR, H. C. (2003). **Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado, submetidos a flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas**. 2003. 324p. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de Sao Carlos, Universidade de São Paulo, Sao Carlos, 2003.

MANDER J.B.; PRIESTLEY M. J. N.; PARK R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 8, p. 1804–26, 1988.

MANTA, D.; GONÇALVES, R. (2016). Um elemento finito geometricamente exato para colunas mistas aço-concreto. **Revista da Estrutura de aço**, v. 5, n. 3, p. 197-214, 2016.

MANTOVANI, E. C. (2006). **Comportamento de pilares mistos, com ênfase na zona de introdução de cargas**. 2006. 225p. Dissertação (Mestre em Estruturas) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

MARINOPOULOU, A.A.; BOLOPOULOS V.D.; KALFAS, C.N. (2007). Simulation of partially encased composite steel-concrete columns with steel columns. **Journal of Constructional Steel Research**. n. 63, p. 1058-1065, 2007.

OH, M. et. al. (2006). Structural Performance of Steel-Concrete Composite Column Subjected to Axial and Flexural Loading. **Journal of Asian Architecture and Building Engineering**. South Korea, v.5, n.1, p.153-160, May, 2006.

PECCE, M.; CERONI, F. (2010). Bond tests of partially encased composite columns. **Advanced Steel Construction**, Hong Kong, v. 6, n. 4, p. 1001-1018, 2010.

PEREIRA, M. F. (2014). **Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos**. 2014. 174p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PEREIRA, M.F.; DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. (2016). Structural behavior of partially encased composite columns under axial loads. **Steel and Composite Structures**, v.20, n.6, p.1305-1322, 2016.

PRICKETT, B.S.; DRIVER, R.G. (2006). Behavior of Partially Encased Columns Made with High Performance Concrete. 2006. 221f. **Structural Engineering Report** no 262, Dept. of Civil and Environment Engineering, University of Alberta, AB, Canada, 2006.

RICHART, F.E.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. (1928). **A study of failure of concrete under combined compressive stresses**. Bulletin 185, University of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign.

ROCHA, F.M. (2016). **Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto Inseridos em Paredes em Situação de Incêndio**. 2016. 262 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil (Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil. Universidade de Coimbra, Portugal, 2016.

ROCHA, P. A. S. (2011). **Resistência da ligação aço–concreto em pilares mistos parcialmente revestidos sob altas temperaturas**. 2011. 89p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

SONG C.; WANG R.; LI J. (2016). Local and post-local buckling behavior of welded steel shapes in partially encased composite columns. **Thin-Walled Structures**, v. 108, p. 93-108, 2016.

TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B.; FILION, I.; MARANDA, R. (1998). Experimental study on the behavior of partially encased composite columns made with light welded H steel shapes under compressive axial loads. Proceedings - Annual Technical Session, **Structural Stability Research Council**. Atlanta: 1998. p. 195-204.

TREMBLAY, R. CHICOINE, T.; MASSICOTTE, B. (2002). Design equation for the capacity of partially encased non-columns. Proceedings, Composite Construction in steel and concrete IV, **ASCE**, Reston, VA, p.506-517, 2002.

UY, B. (2011). Local and post local buckling of fabricated steel and composite cross sections. **Journal of Structural Engineering**, Canada, v.127, n. 6, p. 666-677, Jun. 2001.

VALACH, P.; GRAMBLIČKA, Š. (2007). Theoretical and experimental Analyses of composite Steel-reinforced Concrete (src) columns. **Slovak Journal of civil engineering**, v. 4, p. 1-9, 2007.

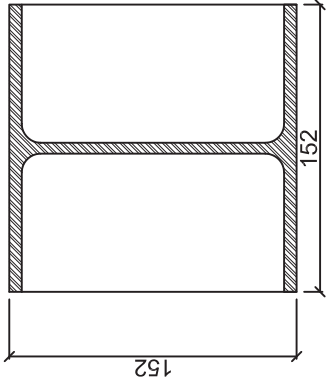
VINCENT, R. (2000). Design and Application of Partially Encased Non-Compact Composite Columns for High-Rise Buildings. In: **Composite Construction in Steel and Concrete IV Conference 2000**, 2000, Banff, Canada, 2000, p. 11.

HANSWILLE G; BERGMANN R. New design method for composite columns including high strength steel. **Composite construction in steel and concrete**. v. 381-389, 2006.

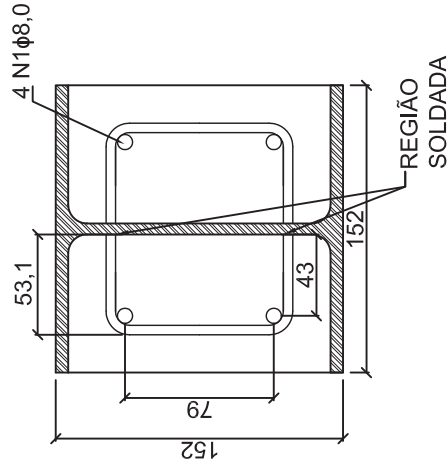
VINCENT, R.; TREMBLAY, R. (2001). An Innovative Partially Composite Column System for High-Rise Buildings. Proceedings, **North American Steel Construction Conf.**, Fort Lauderdale, FL., p. 30-3 a 30-17, 2001.

VIRDI, K. S.; DOWLING P. J. (1980). Bond strength in concrete filled steel tubes. **Proc. of the IABSE Periodica**, p. 125-130, 1980.

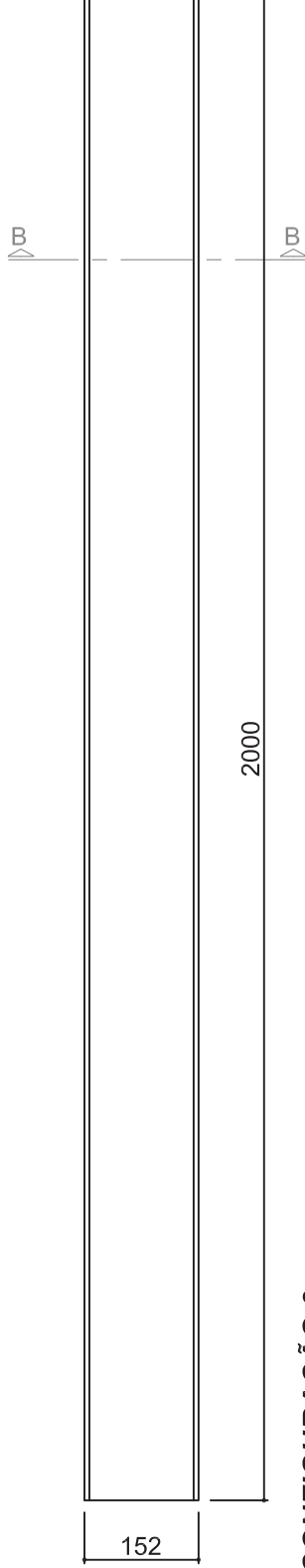
APÊNDICE A – GEOMETRIA DOS EXEMPLARES EXPERIMENTAIS



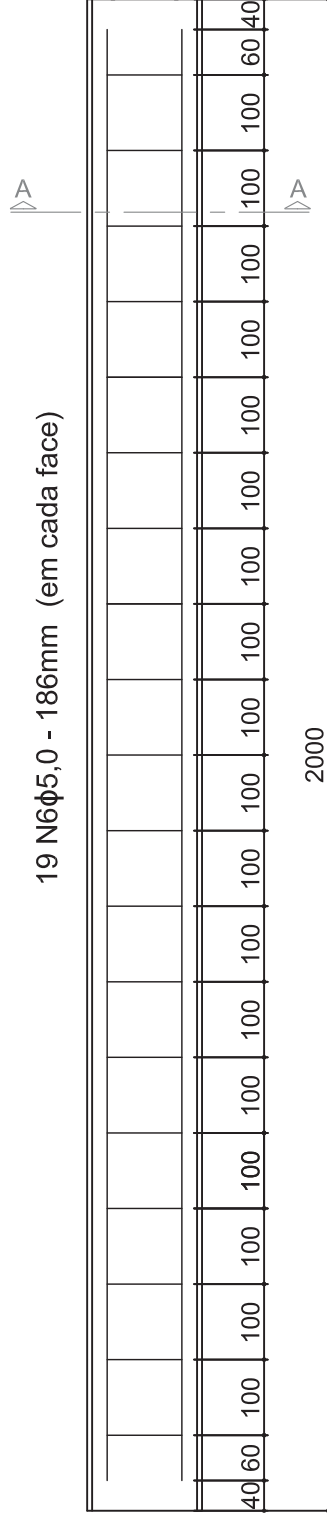
CORTE BB



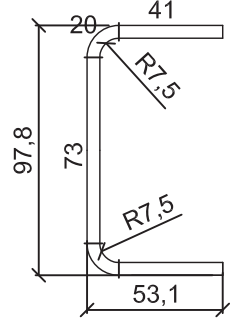
CORTE AA



CONFIGURAÇÃO 3
EXEMPLARES PILOTO - P1, P2



CONFIGURAÇÃO 1
EXEMPLAR PILOTO - P3



N6φ5,0 - 186mm

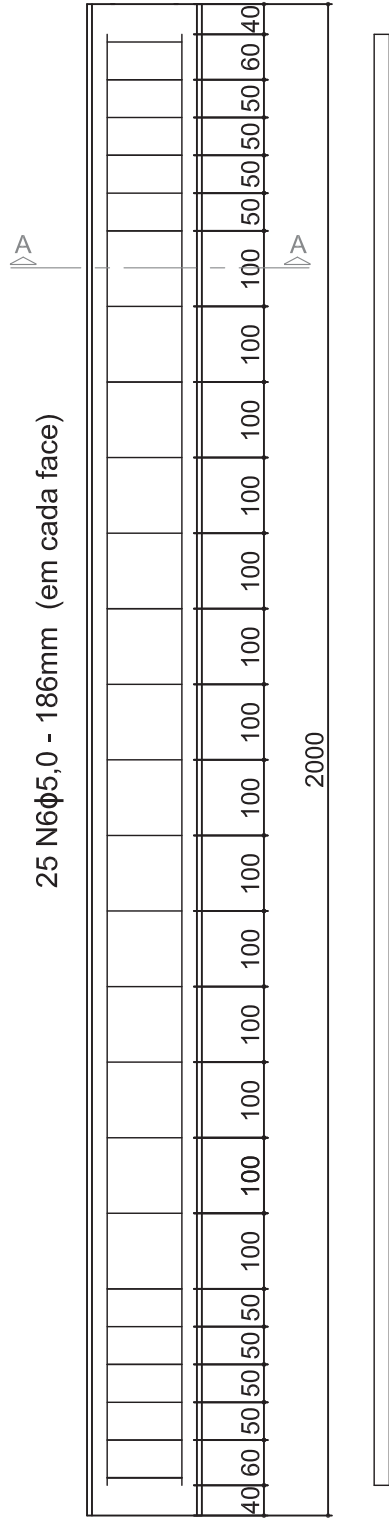
Observações:

- 1) Aço CA-50
- 2) Medidas em milímetros
- 3) Desenho sem escala

SÉRIE PILOTO

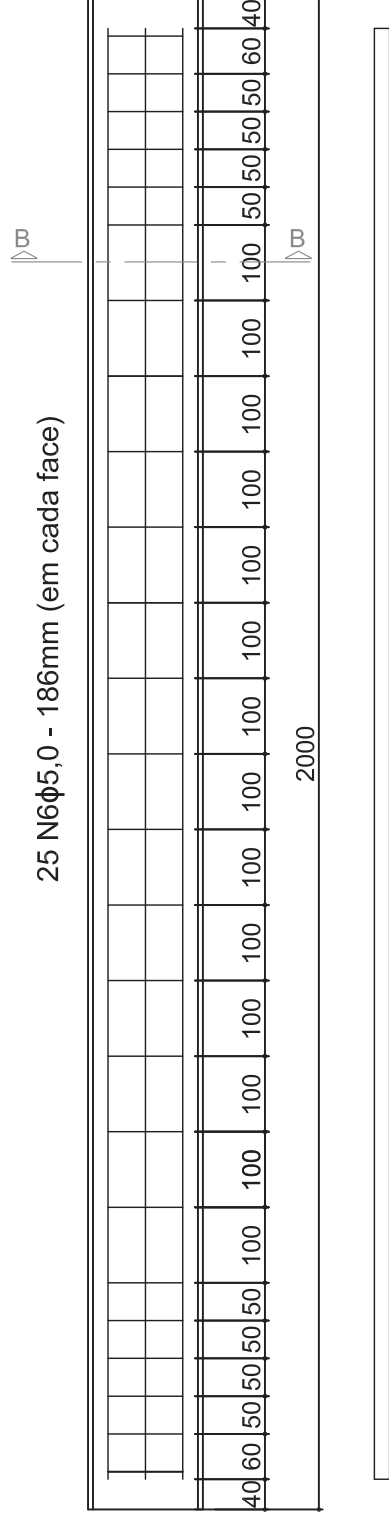
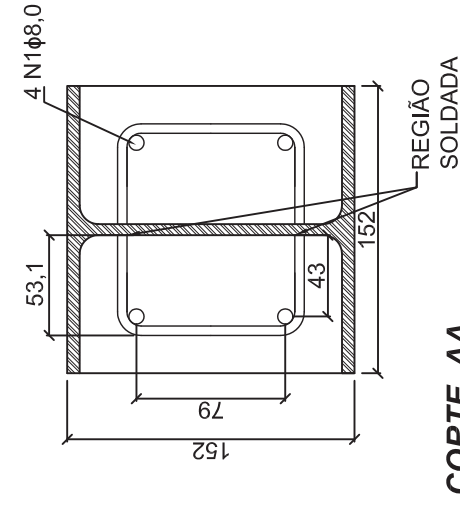
01/04

RESPONSÁVEL: Eng. Margot Fabiana Pereira
ORIENTADORA: Prof. Ana Lúcia H. C. EIDebs
LOCAL DOS ENSAIOS: LE - EESC



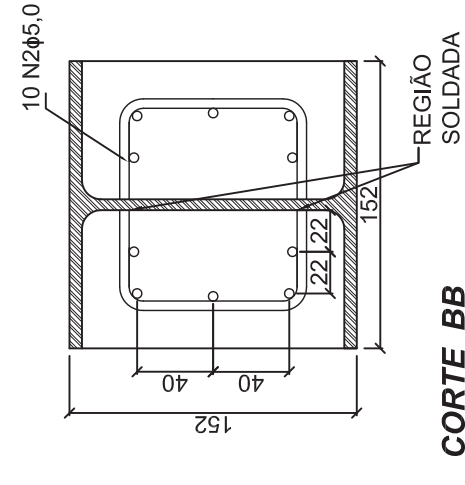
N1φ8,0 - 1920mm

CONFIGURAÇÃO 1 - L = 200cm



N2φ5,0 - 1920mm

CONFIGURAÇÃO 2 - L = 200cm



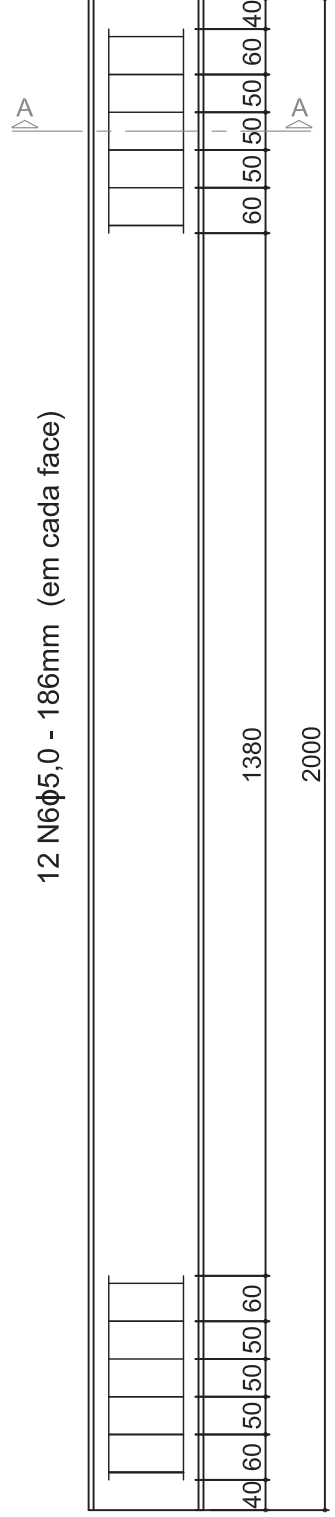
Observações:

- 1) Aço CA-50
- 2) Medidas em milímetros
- 3) Solda MIG

DETALHAMENTO DA ARMADURA

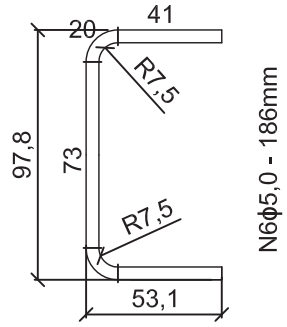
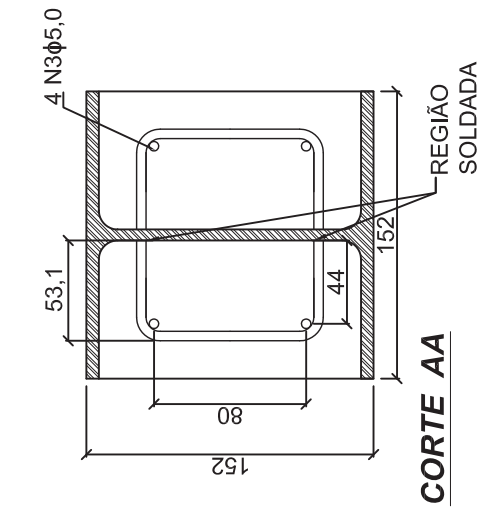
RESPONSÁVEL: Eng. Margot Fabiana Pereira
ORIENTADORA: Prof. Ana Lúcia H. C. El Debs
LOCAL DOS ENSAIOS: LE - EESC

02/04



CONFIGURAÇÃO 3 - L=200cm

N3φ5,0 - 270mm



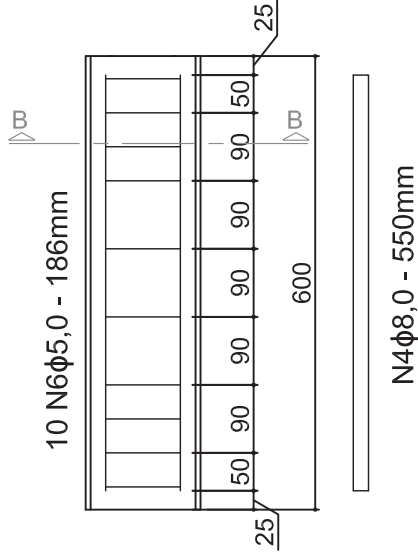
Observações:

- 1) Aço CA-50
- 2) Medidas em milímetros
- 3) Solda MIG

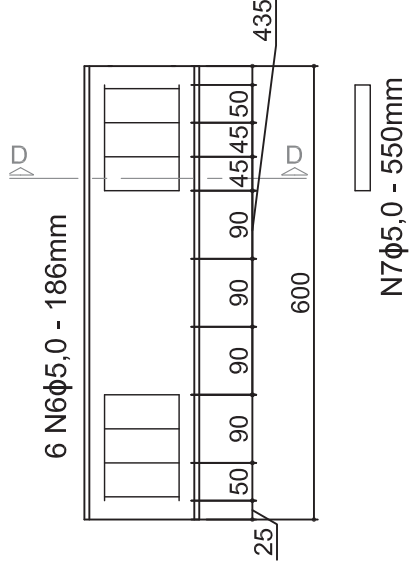
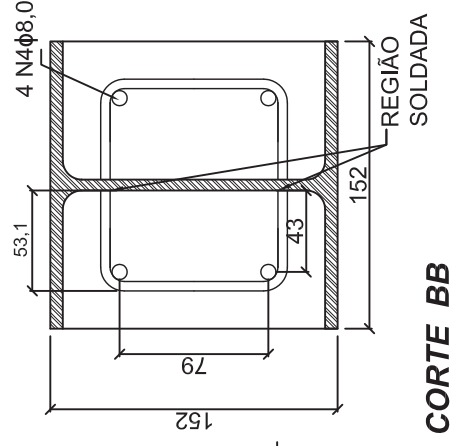
DETALHAMENTO DA ARMADURA

RESPONSÁVEL: Eng. Margot Fabiana Pereira
ORIENTADORA: Prof. Ana Lúcia H. C. El Debs
LOCAL DOS ENSAIOS: LE - EESC

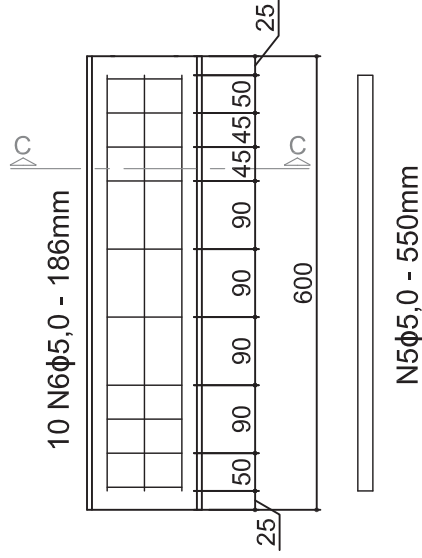
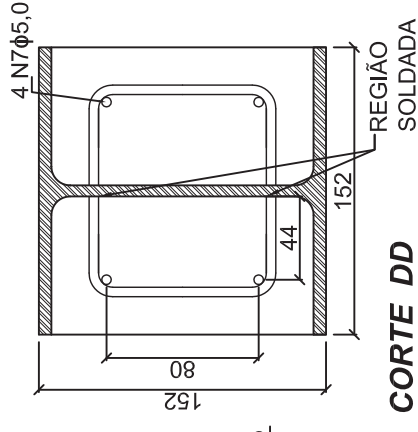
03/04



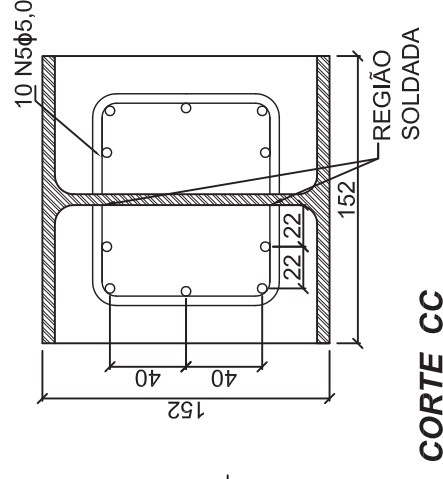
CONFIGURAÇÃO 1 - L=60cm



CONFIGURAÇÃO 3 - L=60cm



CONFIGURAÇÃO 2 - L=60cm



Observações:
 1) Aço CA-50
 2) Medidas em milímetros
 3) Solda MIG

DETALHAMENTO DA ARMADURA

04/04

RESPONSÁVEL: Eng. Margot Fabiana Pereira
ORIENTADORA: Prof. Ana Lúcia H. C. El Debs
LOCAL DOS ENSAIOS: LE - EESC

APÊNDICE B – RESULTADOS EXPERIMENTAIS COMPLEMENTARES

Figura B.1 – Força vs. Encurtamento nos transdutores 1 e 2: exemplares C-01 a C-03

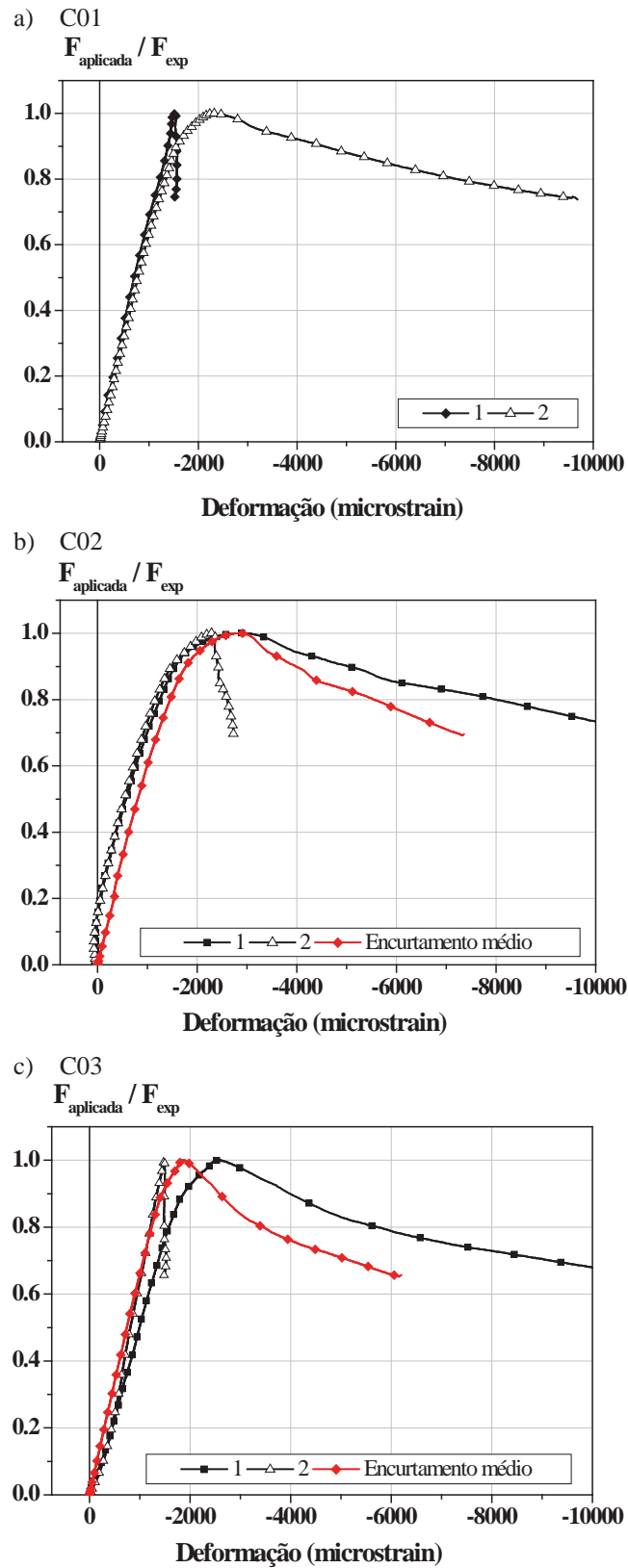


Figura B.2 – Força vs. Encurtamento nos trasdutores 1 e 2: exemplares C-01 a C-03

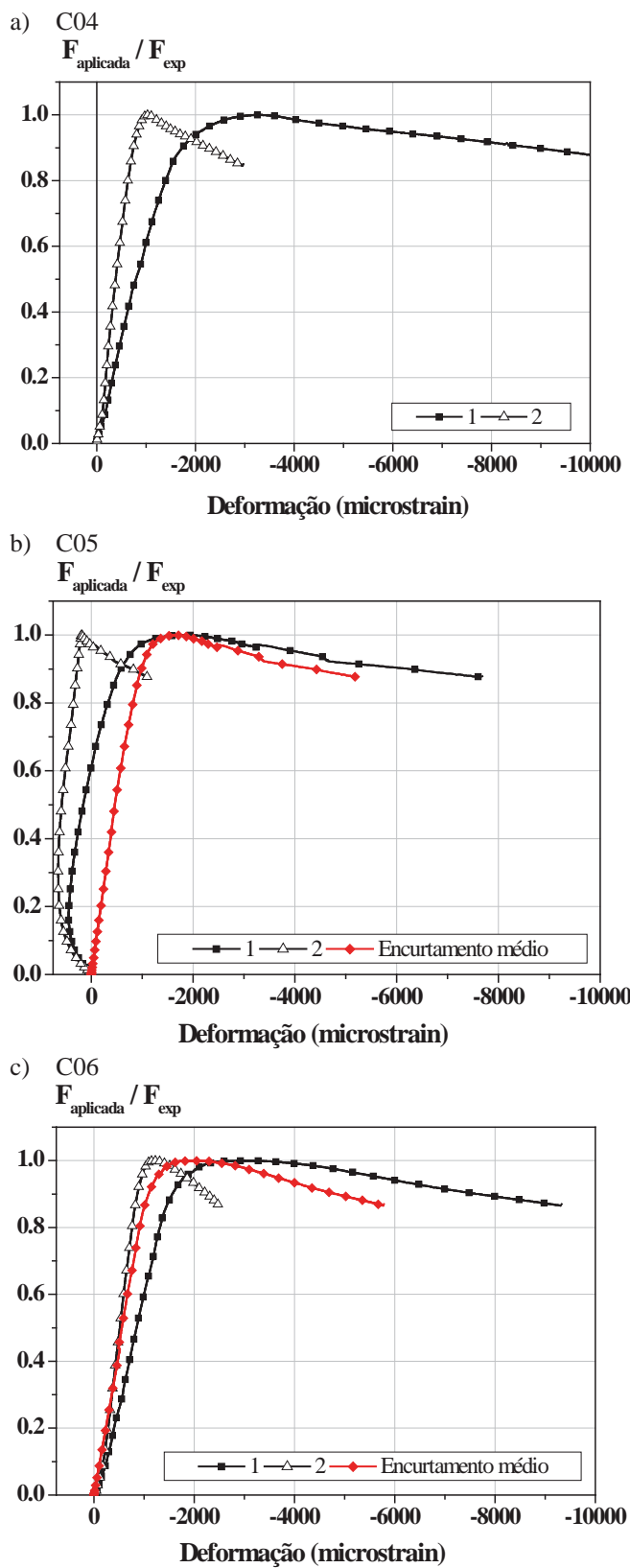


Figura B.3 – Força vs. Encurtamento nos transdutores 1 e 2: exemplares C-07 a C-09

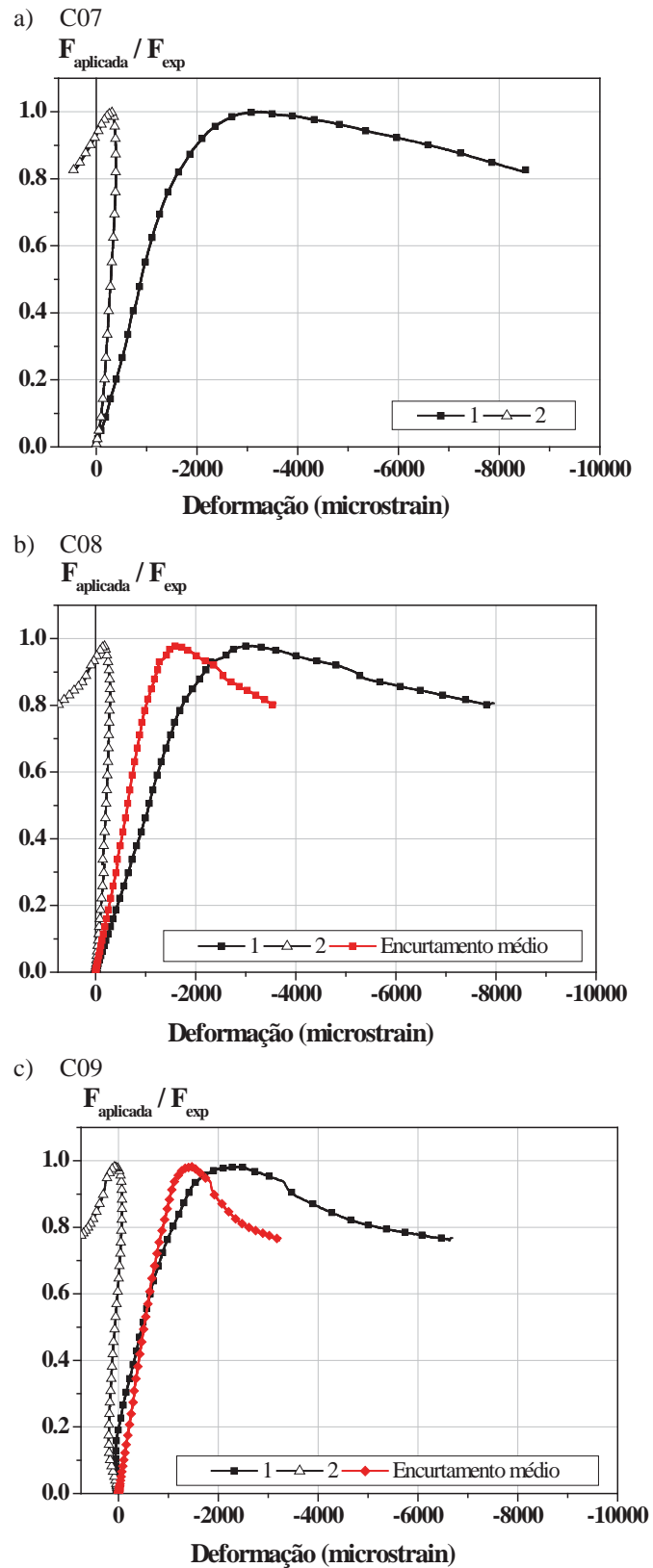
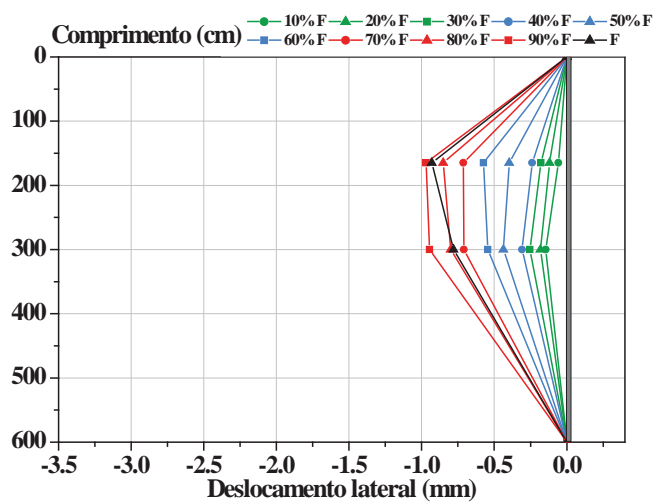
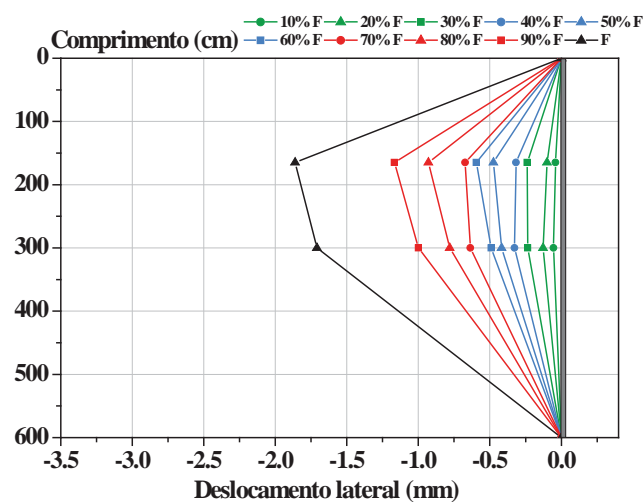


Figura B.4 – Evolução dos deslocamentos laterais para os exemplares C-01 a C-03

a) C01



b) C02



c) C03

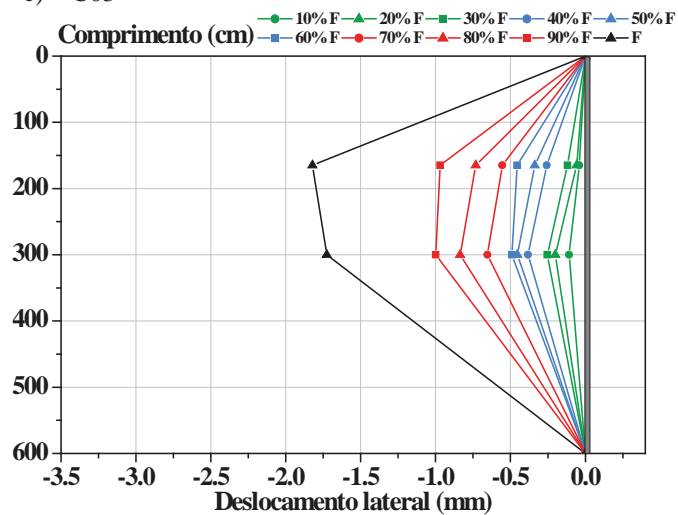


Figura B.5 – Evolução dos deslocamentos laterais para os exemplares C-04 a C-06

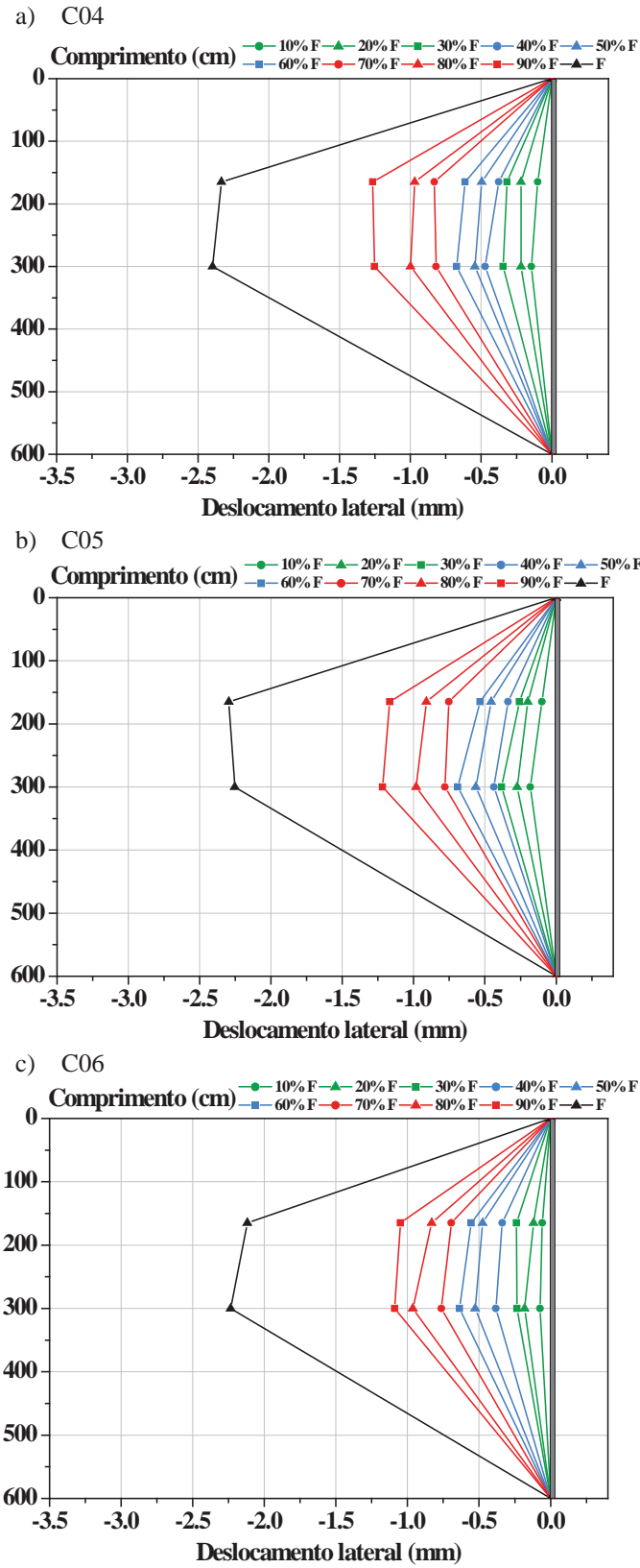


Figura B.6 – Evolução dos deslocamentos laterais para os exemplares C-07 a C-09

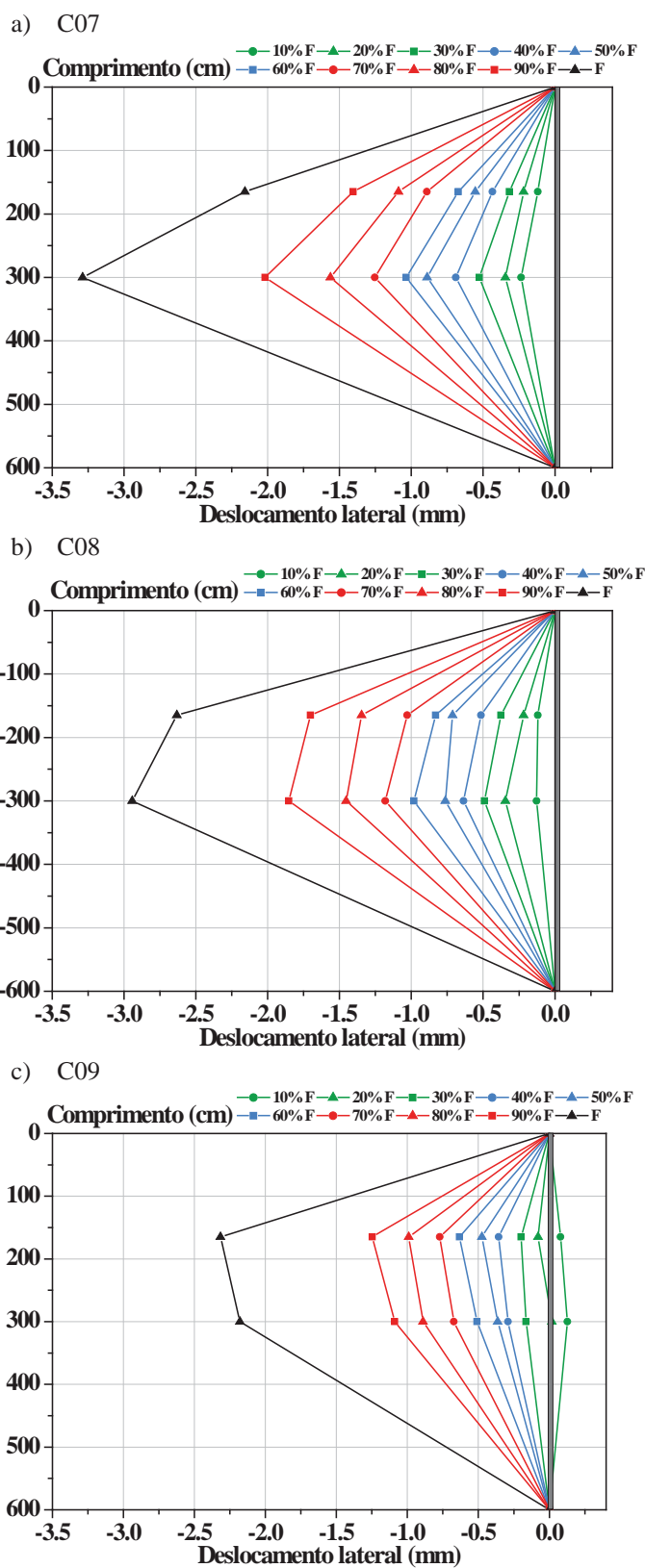


Figura B.7 – Registro de deformações no aço (extensômetros de 1 a 3) e no concreto (extensômetros 5 e 6) para os exemplares C-01 a C-03

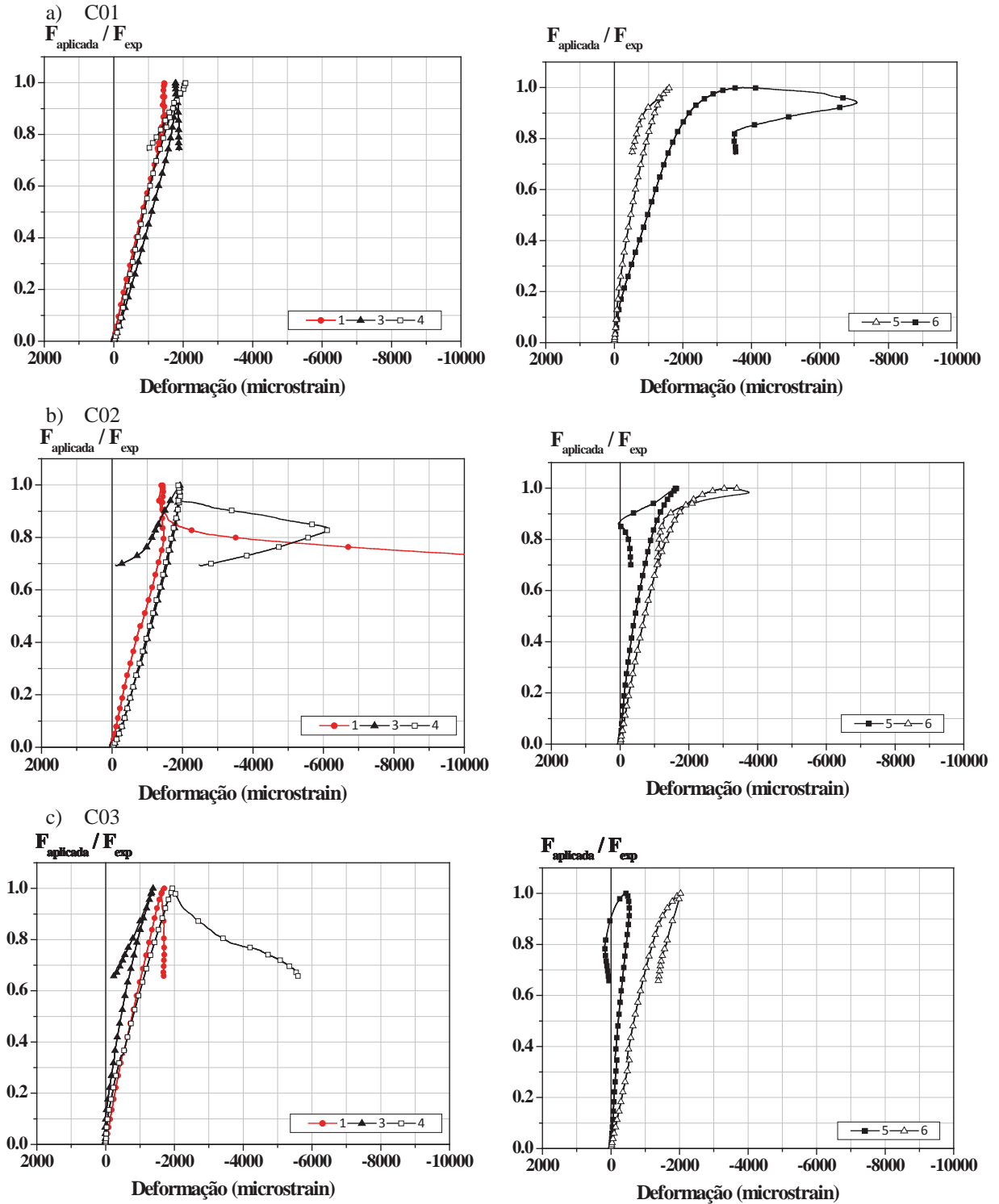


Figura B.8 – Registro de deformações no aço (extensômetros de 1 a 3) e no concreto (extensômetros 5 e 6) para os exemplares C-04 a C-06

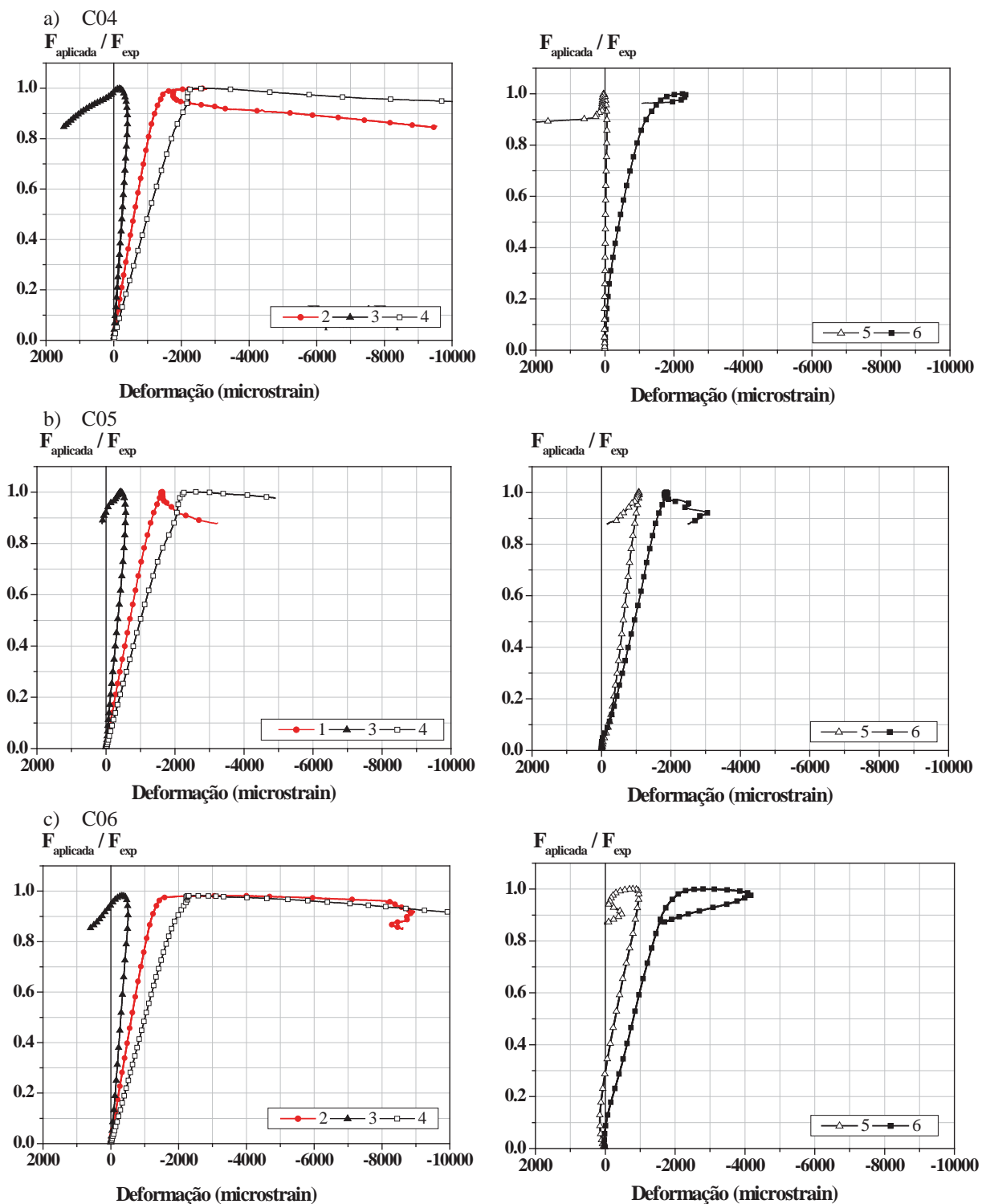


Figura B.9 – Registro de deformações no aço (extensômetros de 1 a 3) e no concreto (extensômetros 5 e 6) para os exemplares C-07 a C-09

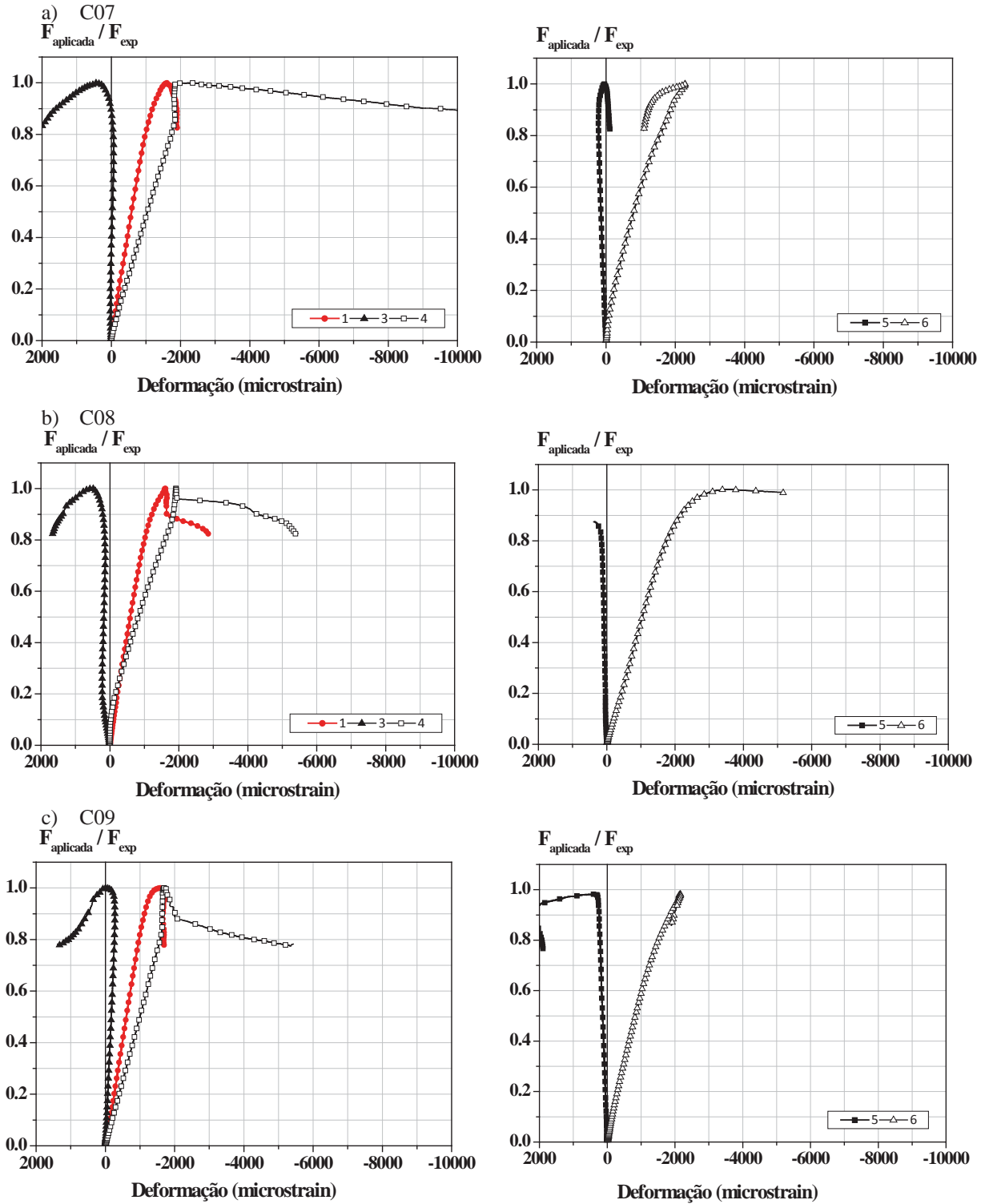


Figura B.10 – Registro de deformações nas armaduras

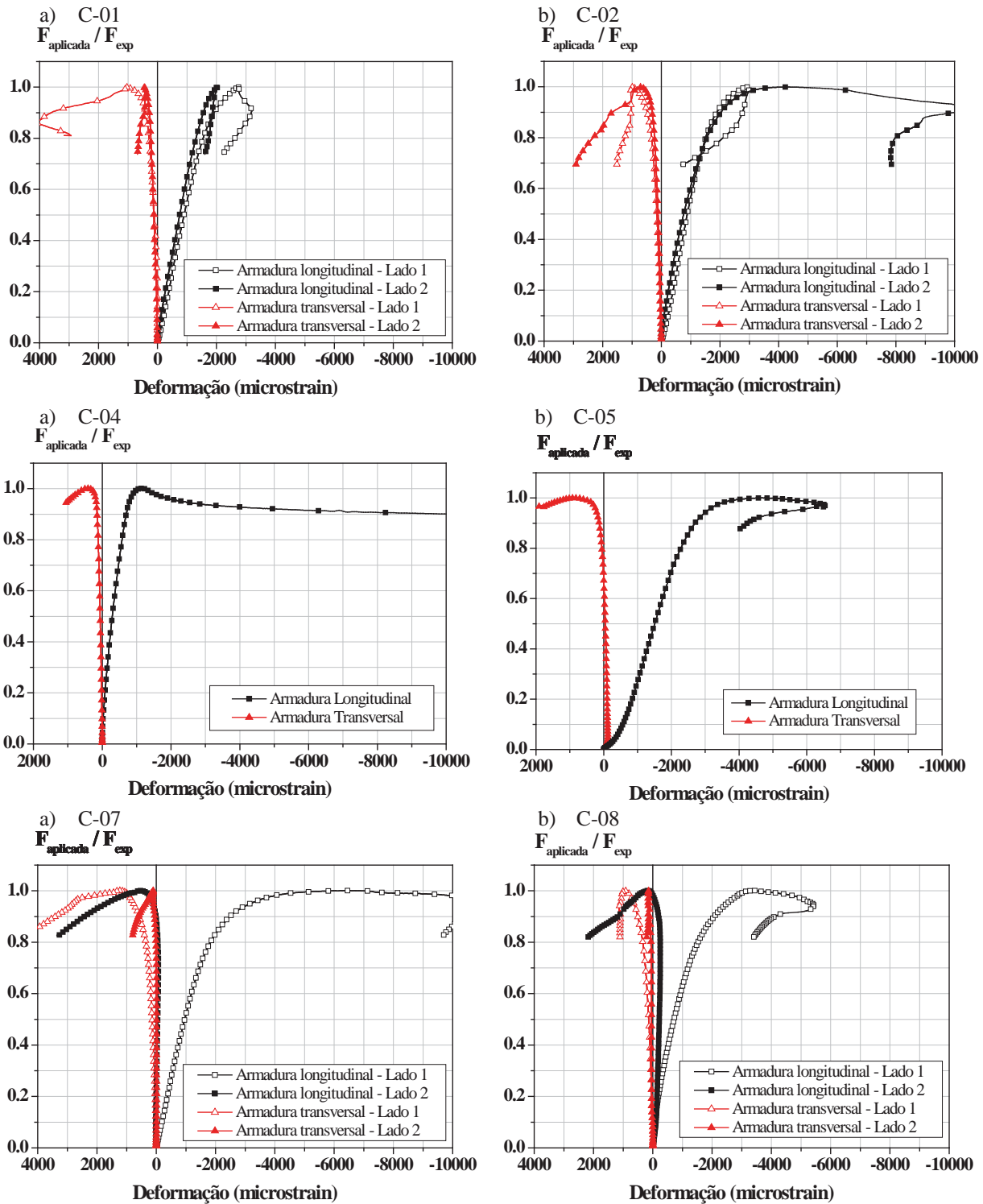
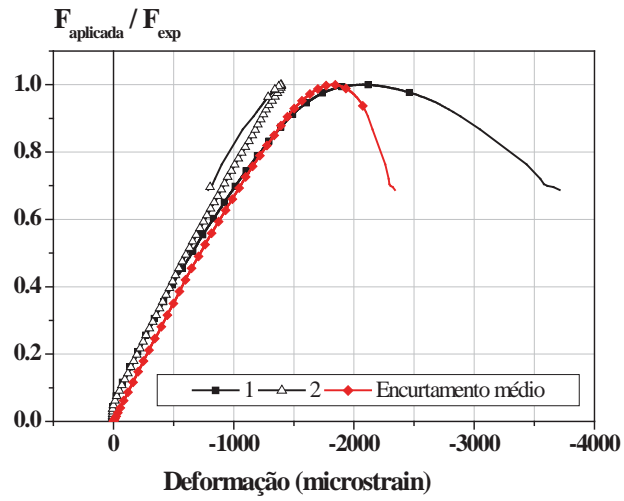
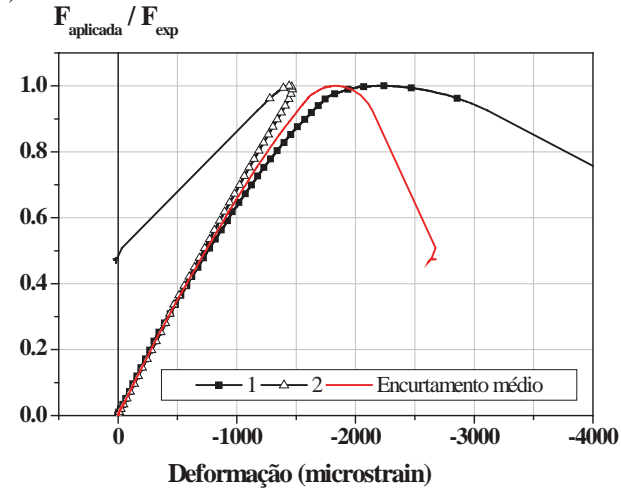


Figura B.11 – Força vs. Encurtamento nos trasdutores 1 e 2: exemplares E-01 a E-03

a) E-01



b) E-02



c) E-03

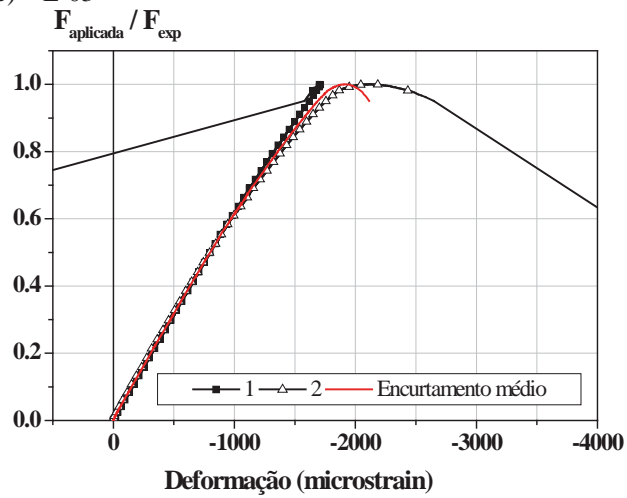


Figura B.12 – Força vs. Encurtamento nos trasdutores 1 e 2: exemplares E-04 a E-06

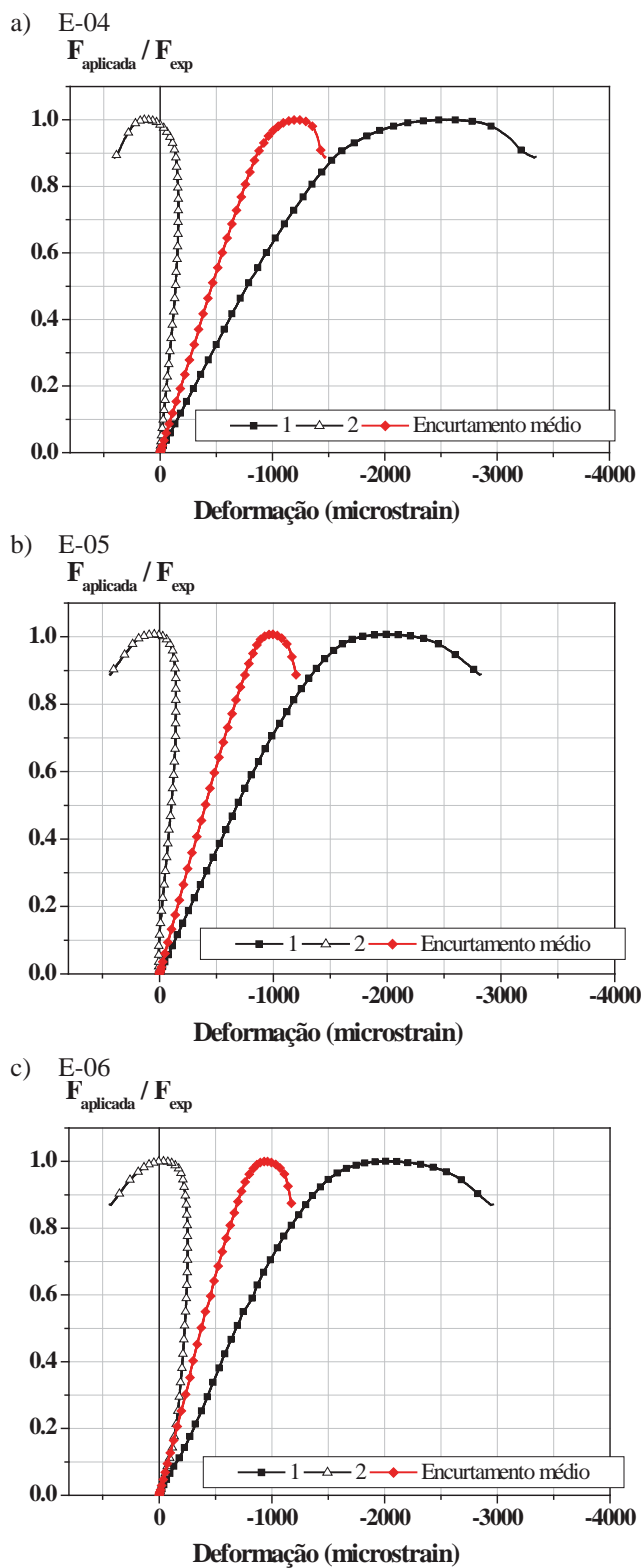


Figura B.13 – Evolução dos deslocamentos laterais para os exemplares E-01 a E-03

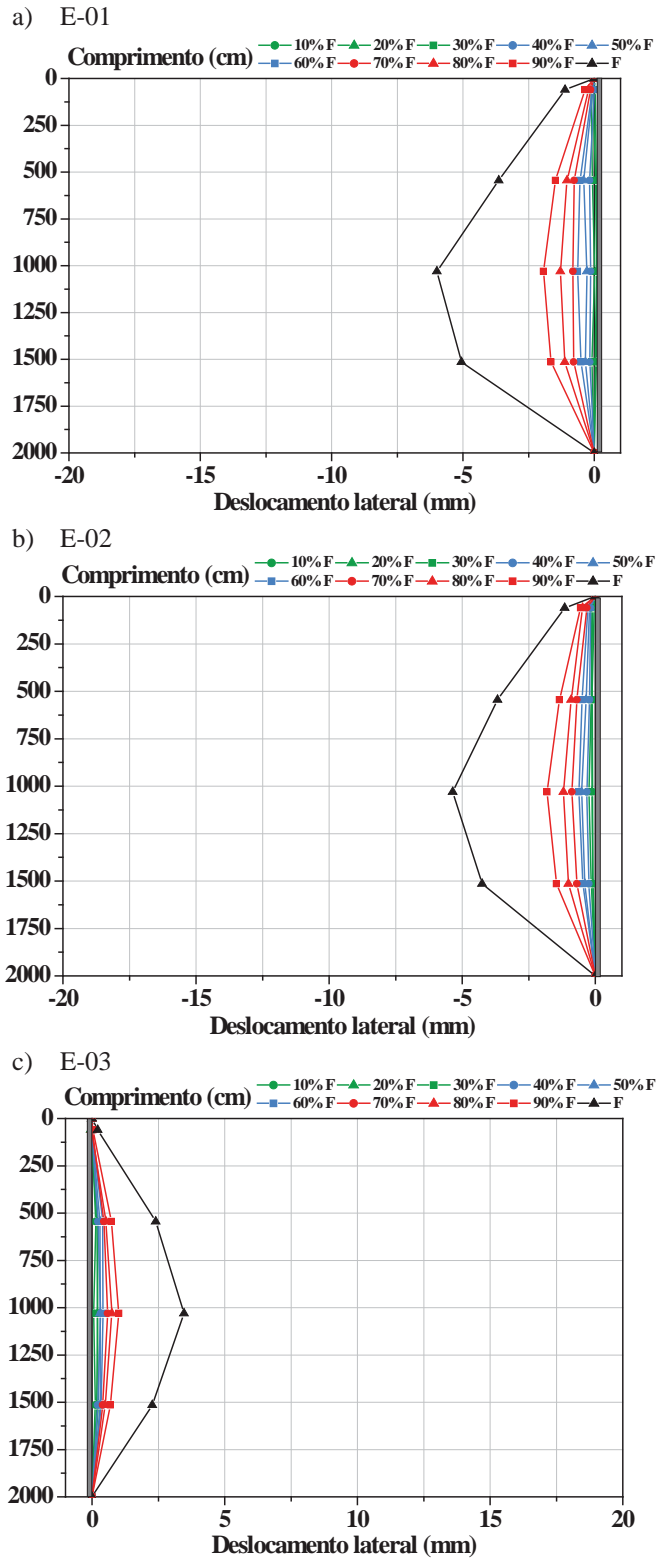


Figura B.14 – Evolução dos deslocamentos laterais para os exemplares E-04 a E-06

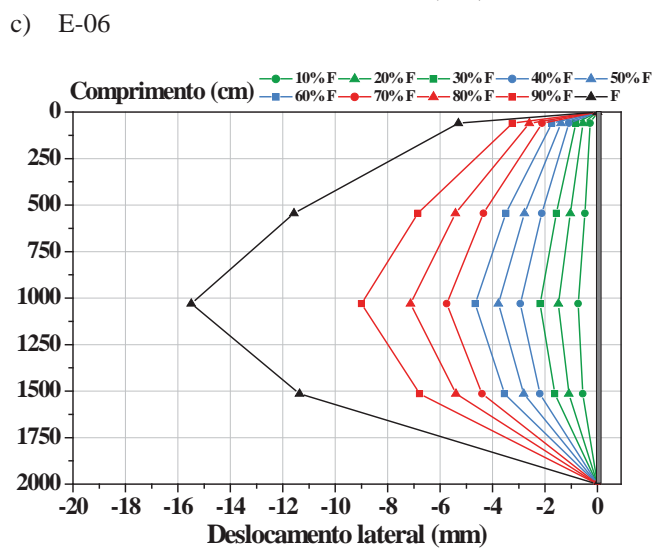
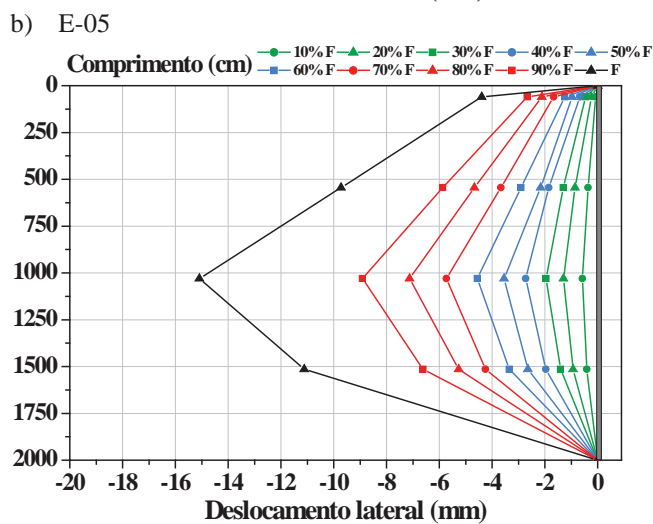
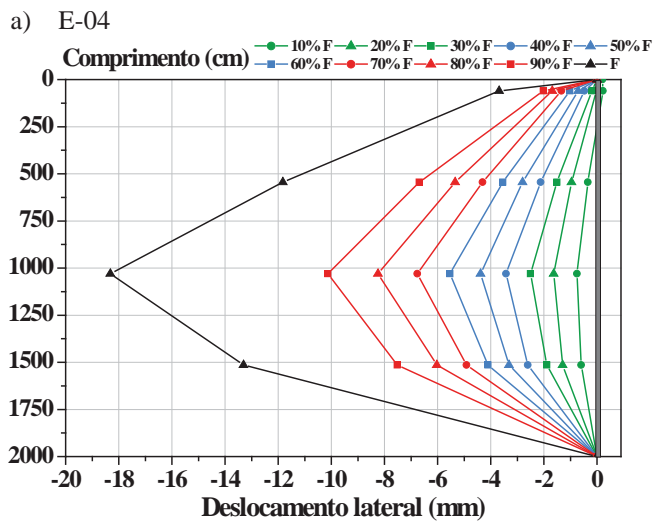


Figura B.15 – Registro de deformações no aço (extensômetros de 1 a 3) e no concreto (extensômetros 5 e 6) para os exemplares E-01 a E-03

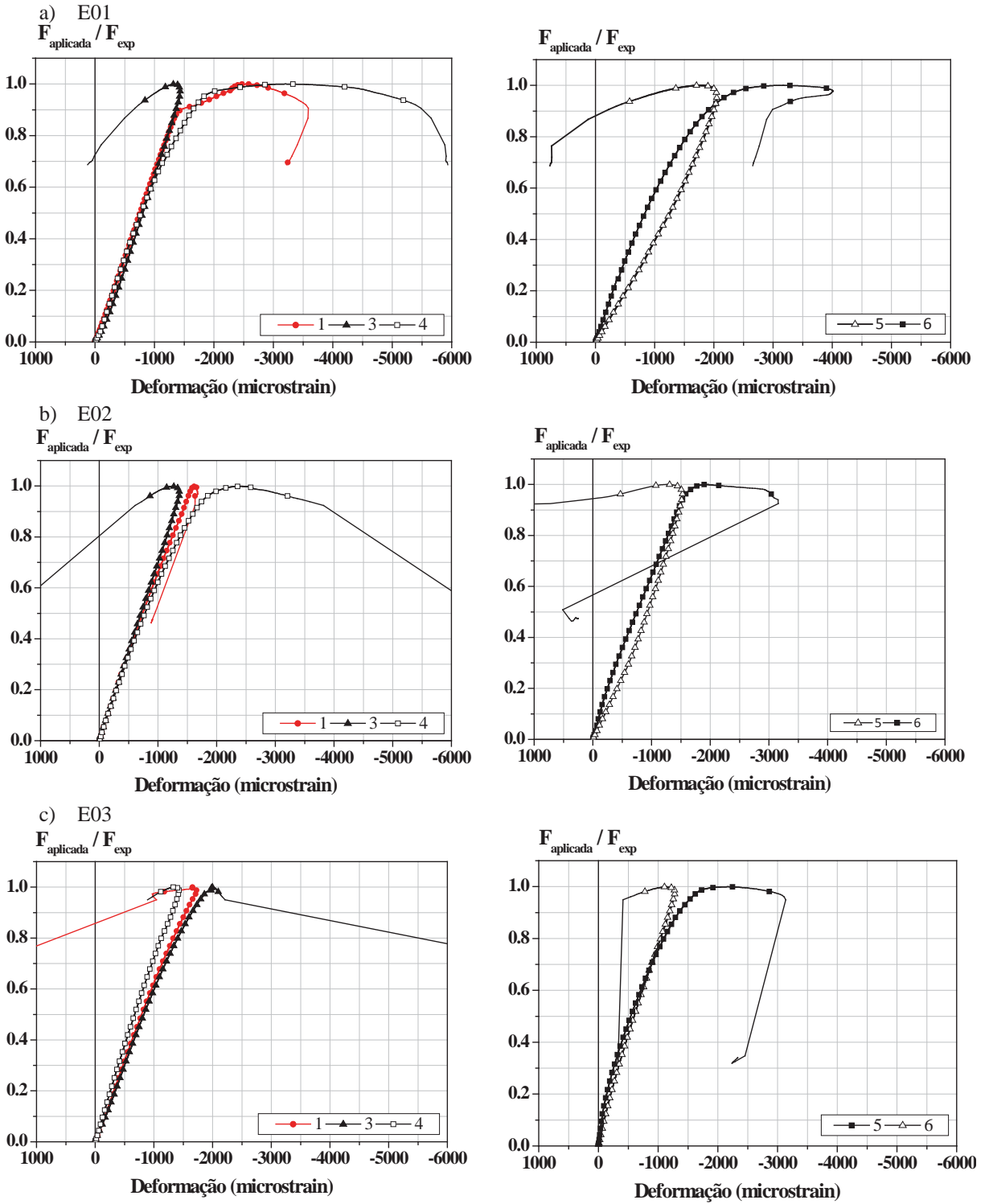


Figura B.16 – Registro de deformações no aço (extensômetros de 1 a 3) e no concreto (extensômetros 5 e 6) para os exemplares E-04 a E-06

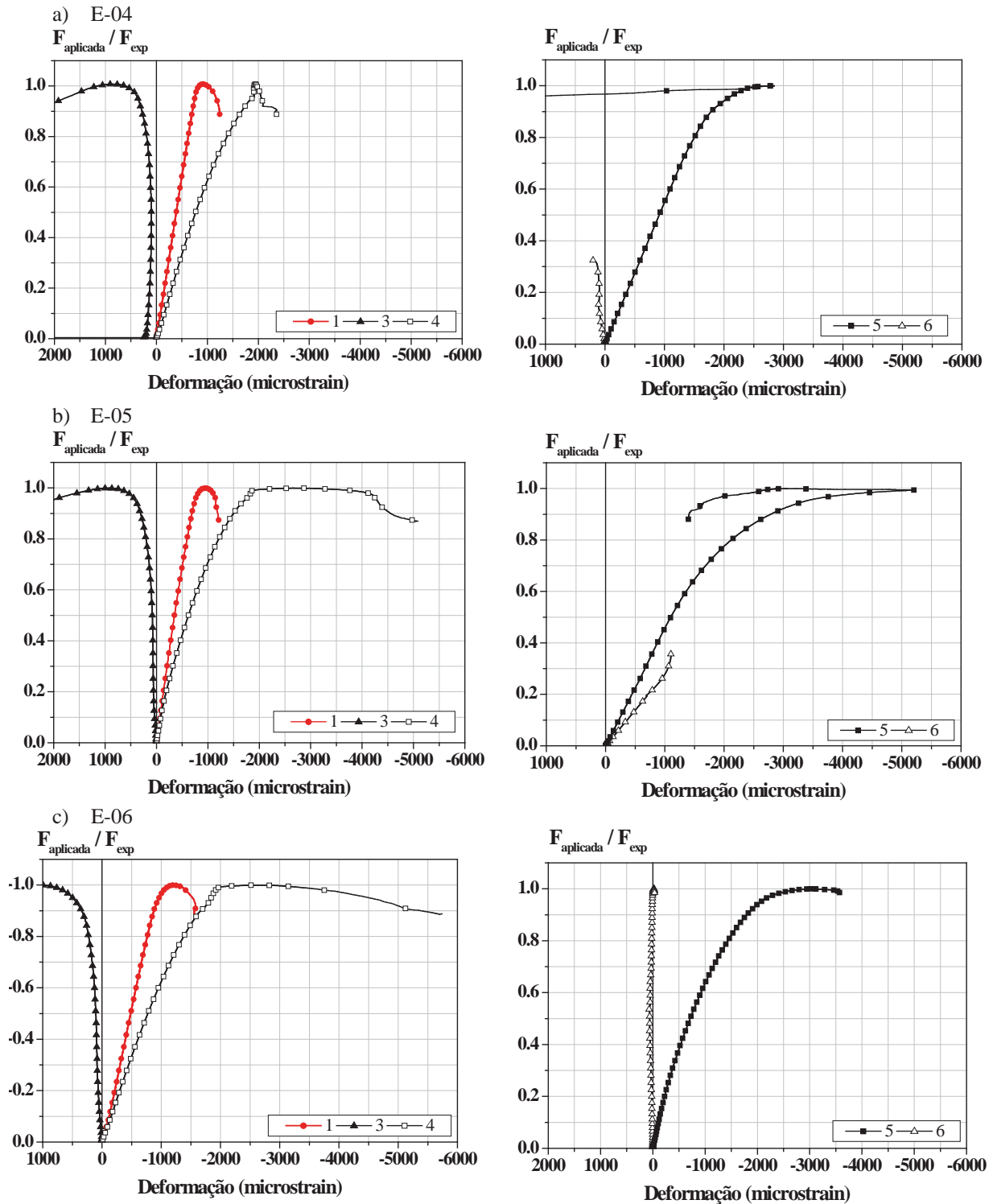
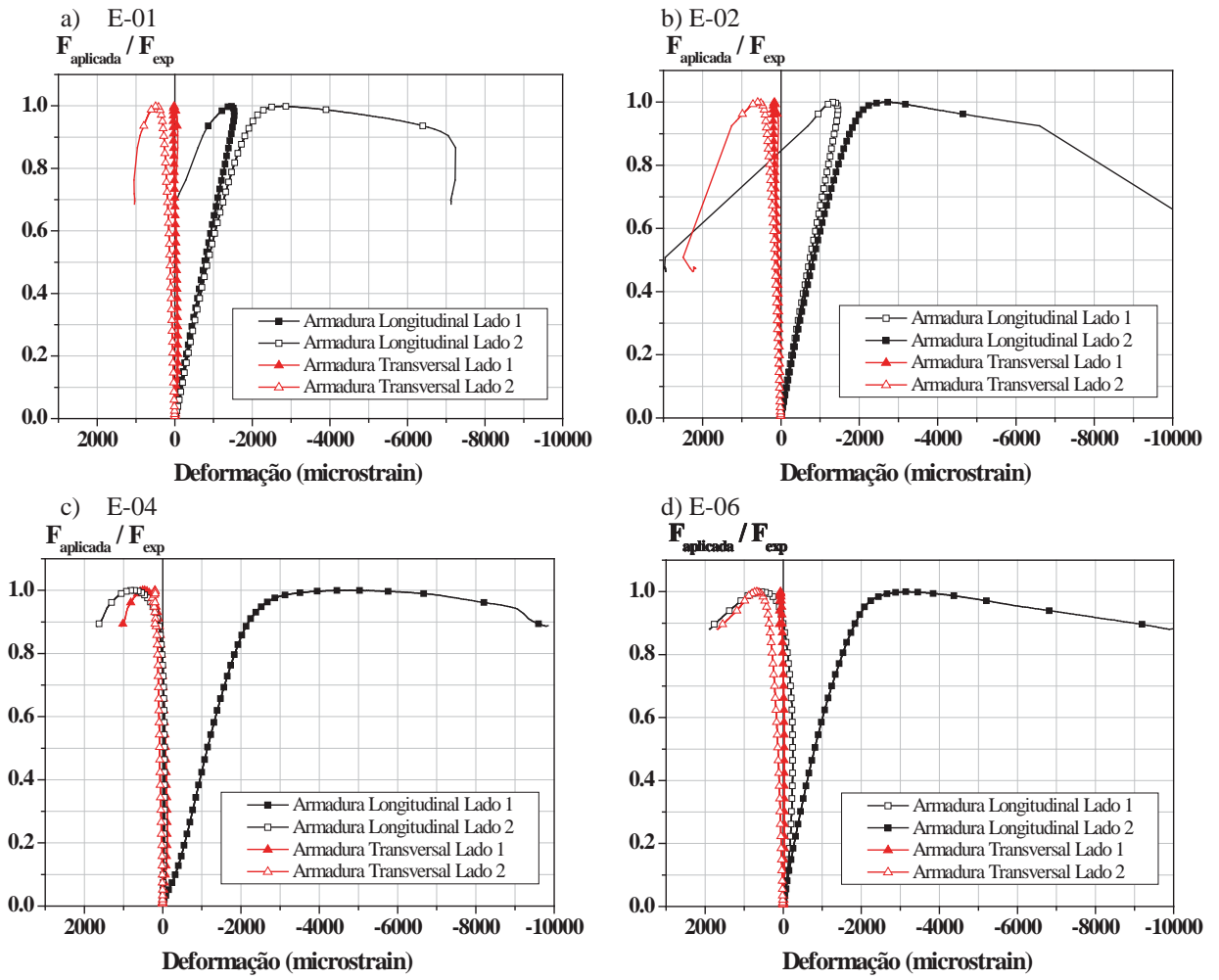


Figura B.17 – Registro de deformações nas armaduras



APÊNDICE C – RESULTADOS COMPLEMENTARES DO ESTUDO PARAMÉTRICO

Figura C.1 – Força vs. Encurtamento médio para série S1 variando-se a resistência do concreto

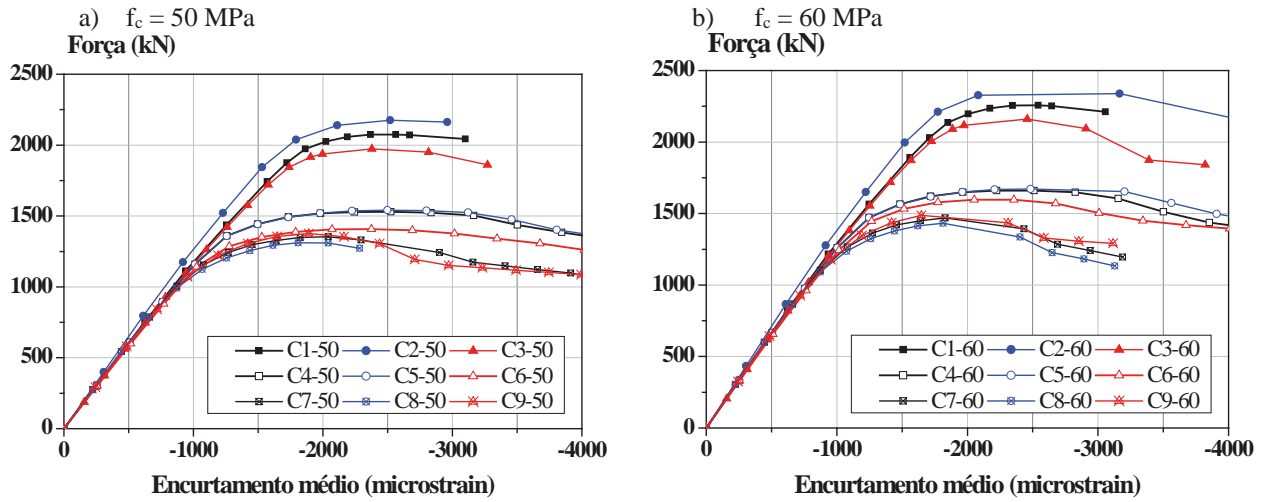


Figura C.2 – Força vs. Encurtamento médio para série S2 variando-se a resistência do concreto

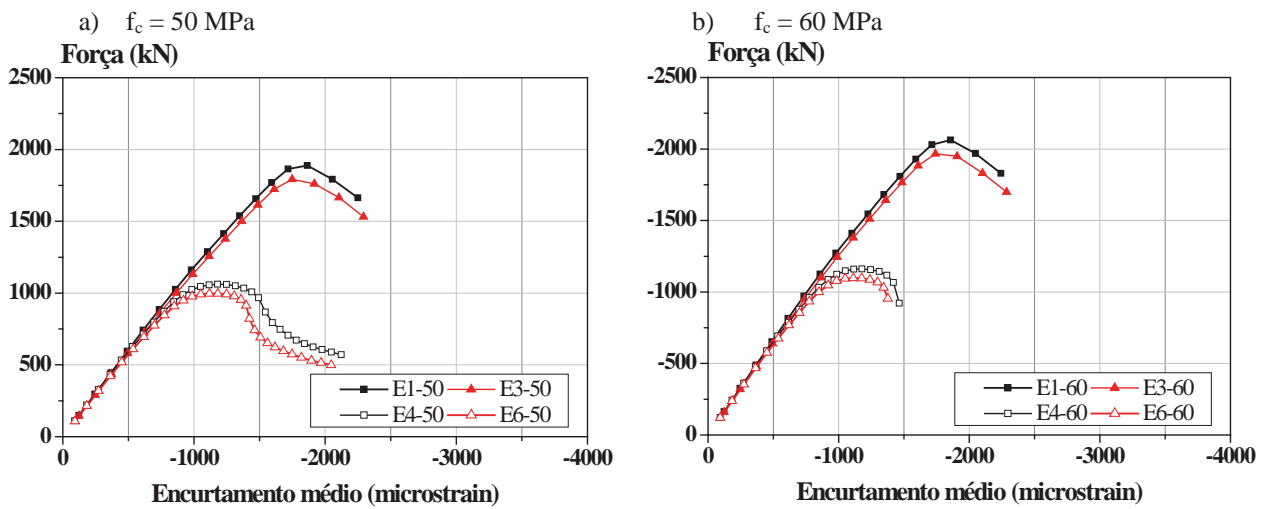


Figura C.3 – Força vs. Encurtamento médio para série S1 variando-se a resistência do aço

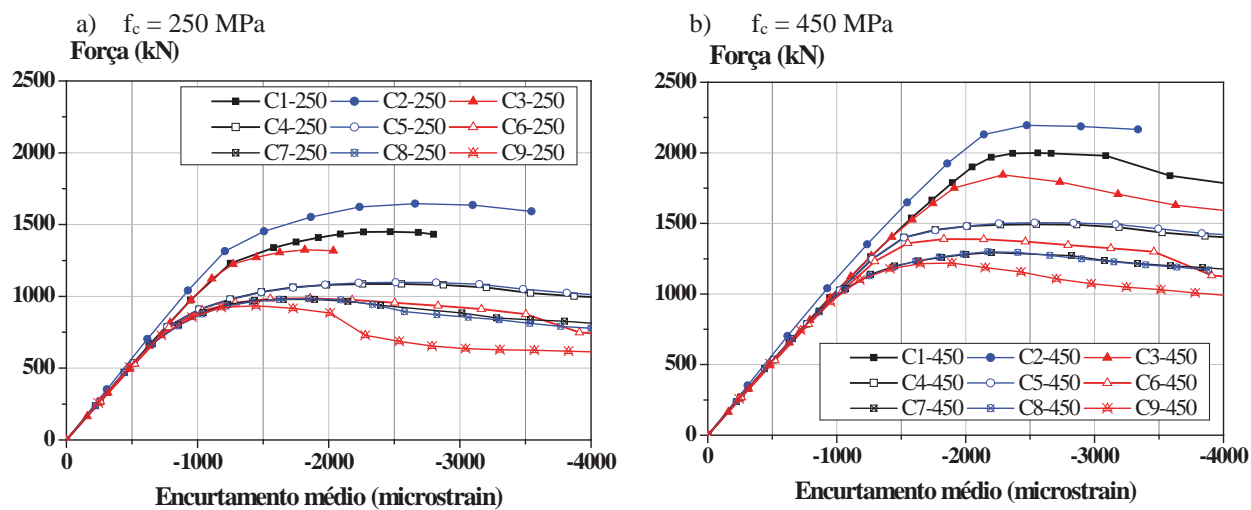


Figura C.4 – Força vs. Encurtamento médio para série S2 variando-se a resistência do aço

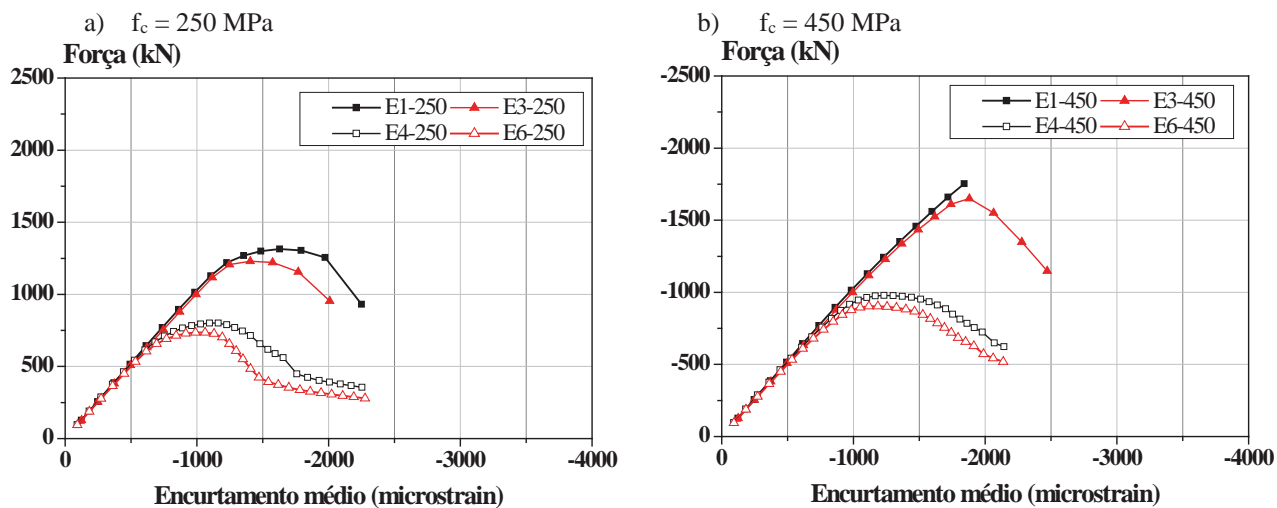


Figura C.5 – Força vs. Encurtamento médio para pilar com armadura convencional variando-se o índice de esbeltez

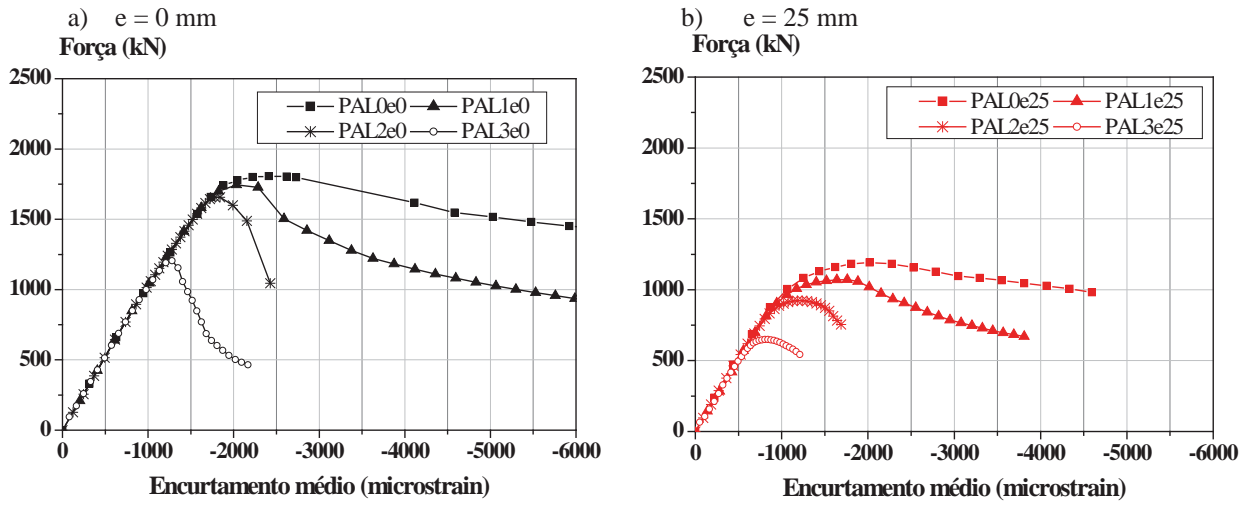


Figura C.6 – Força vs. Encurtamento médio para pilar com concreto com fibras variando-se o índice de esbeltez

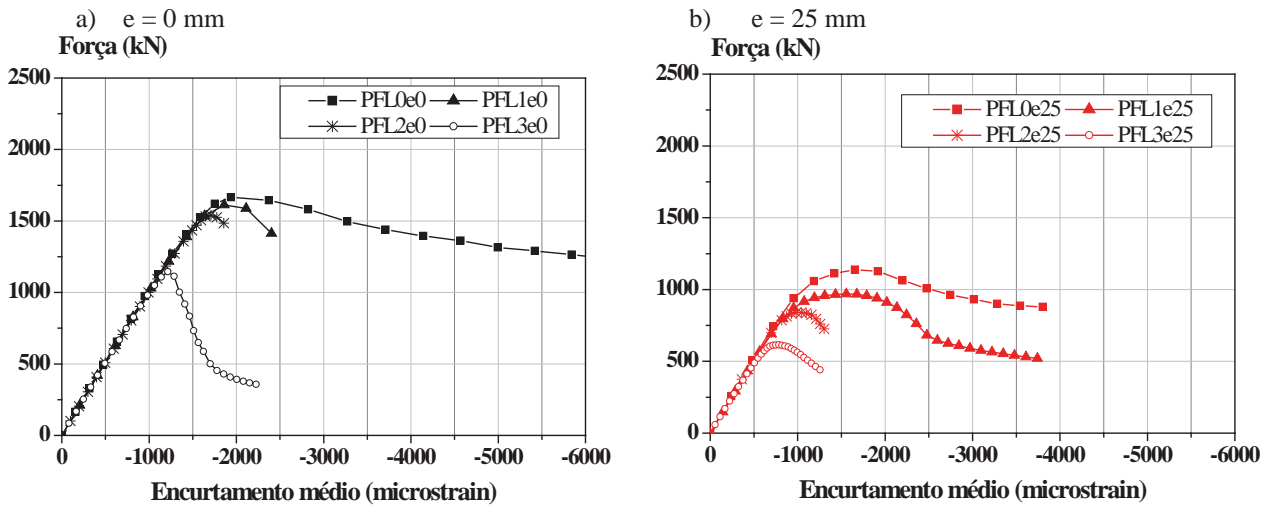
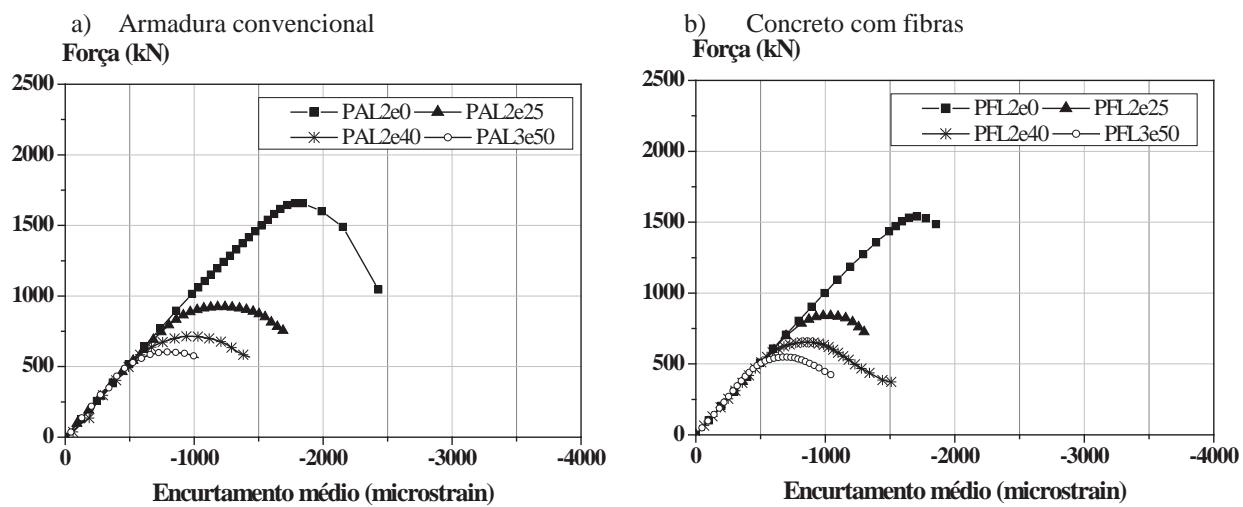


Figura C.7 – Força vs. Encurtamento médio variando-se a excentricidade



APÊNDICE D – CÓDIGO PARA CÁLCULO DA FORÇA E MOMENTO MÁXIMOS

Utilizando os procedimentos disponíveis na ABNT NBR 8800:2008 foi desenvolvido um código para calcular a Força e o momento máximo resistente para uma dado pilar misto. Nesse código considerou-se que o valor de momento atuante na seção transversal era função da excentricidade de primeira ordem e do valor da força atuante. O momento fletor resistente total foi considerado como a soma do momento de primeira ordem com o momento devido as imperfeições.

```

l112 = 0;
d = 152;
bf = 152.0;
tf = 6.6;
tw = 5.8;
Asni = (dia / 20) ^ 2 3.1415 ;
n = 4;
dia = 8;
ex = {4.6, 4.6, 4.6, 4.6};
ey = {3.9, 3.9, 3.9, 3.9};
fyk = 38;
fck = 3.67;
α = 1;
fsk = 60.;
Es = 20 000.;
Ea = 20 000.;
Kx = 1;
Ky = 1;
Lx = 200.;
Ly = 200.;
Nsd = 1;
l112 = Table[0, {1, 0, 100 000}];
l111 = Table[0, {1, 0, 100 000}];
l110 = Table[0, {1, 0, 100 000}];
m = 0;
tol = 1;
r = 2.5;
While[tol > 0.001,

  MxSd = 0;
  MySd = r * Nsd;
  NGSd = 0.6 Nsd;
  h = d - 2 tf ;
  Aa = (2 bf tf + h tw) 0.01;
  Iax = 10 ^ (-4) (2 bf tf ^ 3 / 12 + 2 bf tf (h / 2 + tf / 2) ^ 2 + tw h ^ 3 / 12);
  Iay = 10 ^ (-4) (2 bf ^ 3 tf / 12 + tw ^ 3 h / 12) ;
  Zax = bf / 10 tf / 10 (d / 10 - tf / 10) + (d / 10 - 2 tf / 10) ^ 2 tw / 40 ;
  Zay = (bf / 10) ^ 2 tf / 20 + ((d / 10 - 2 tf / 10) (tw / 10) ^ 2) / 4;
  bc = bf;
  hc = d;
  Ac = (bf d / 10 ^ 2) - Aa;
  Icx = d ^ 3 bf / 12 / 10 ^ 4 - Iax ;
  Icy = bf ^ 3 d / 12 / 10 ^ 4 - Iay ;
  Zcx = bf / 40 (d / 10) ^ 2 - Zax ;
  Zcy = d / 40 (bf / 10) ^ 2 - Zay;

fyd = fyk / 1.;
fcd = fck / 1.;

```

```

fsd = fsk / 1.;
fcdl =  $\alpha$  fck;
Ec = 4760 Sqrt[fck 10] / 10;
Ecl = 4760 Sqrt[fck 10] / 10;

Asnx = 0.00;
Zsnx = 0;
Z = 1;
dif = 1;
j = 1;
i = 1;
hnx1 = Table[0, {1, 0, 1000}];
While[Abs[dif] > 0.0001,
  hnx1[[j]] = If[(Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl)) /
    (2 bc / 10 fcdl + 2 tw / 10 (2 fyd - fcdl))  $\leq$  0.5 d / 10 - tf / 10,
    (Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl)) / (2 bc / 10 fcdl + 2 tw / 10 (2 fyd - fcdl)),
    If[(Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl) + (bf / 10 - tw / 10) (d / 10 - 2 tf / 10) (2 fyd - fcdl)) /
      (2 bc / 10 fcdl + 2 bf / 10 (2 fyd - fcdl)) > 0.5 d / 10 - tf / 10 &&
      (Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl) + (bf / 10 - tw / 10) (d / 10 - 2 tf / 10) (2 fyd - fcdl)) /
      (2 bc / 10 fcdl + 2 bf / 10 (2 fyd - fcdl))  $\leq$  0.5 d / 10,
      (Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl) + (bf / 10 - tw / 10) (d / 10 - 2 tf / 10) (2 fyd - fcdl)) /
      (2 bc / 10 fcdl + 2 bf / 10 (2 fyd - fcdl)),
      If[(Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl) - Aa (2 fyd - fcdl)) / (2 bc / 10 fcdl) > 0.5 d / 10 &&
        (Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl) - Aa (2 fyd - fcdl)) / (2 bc / 10 fcdl)  $\leq$  0.5 hc / 10,
        (Ac fcdl - Asnx (2 fsd - fcdl) - Aa (2 fyd - fcdl)) / (2 bc / 10 fcdl)]]];
  Do[If[ey[[i]]  $\leq$  hnx1[[j]],
    Asnx = Asnx + Asni;
    Zsnx = Zsnx + Asni * ex[[i]],
    Asnx = Asnx;
    Zsnx = Zsnx], {i, 1, n}];
  dif = hnx1[[j]] - hnx1[[j - 1]];
  j = j + 1;
];
hnx = hnx1[[j - 1]];
Asnx;
Zsnx;
Zanx =
  If[hnx  $\leq$  0.5 d / 10 - tf / 10, tw / 10 hnx^2,
  If[hnx > 0.5 d / 10 - tf / 10 && hnx  $\leq$  0.5 d / 10,
    bf / 10 hnx^2 - (bf / 10 - tw / 10) (d / 10 - 2 tf / 10)^2 / 4,
    If[hnx > 0.5 d / 10 && hnx  $\leq$  0.5 hc / 10, Zax]]];
Zcnx = If[bc / 10 hnx^2 - Zanx - Zsnx  $\geq$  0,
  bc / 10 hnx^2 - Zanx - Zsnx, 0];
Zsny = 0;
Z = 1;
dif = 1;
j = 1;
i = 1;
hny1 = Table[0, {11, 1, 1000}];
Asny = 0; (*cm2*);
While[Abs[dif] > 0.001,
  hny1[[j]] =
    If[(Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl)) / (2 d / 10 fcdl + 2 d / 10 (2 fyd - fcdl))  $\leq$  0.5 tw / 10,
      (Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl)) / (2 d / 10 fcdl + 2 d / 10 (2 fyd - fcdl)),
      If[(Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl) + tw / 10 (2 tf / 10 - d / 10) (2 fyd - fcdl)) /
        (2 d / 10 fcdl + 4 tf / 10 (2 fyd - fcdl)) > 0.5 tw / 10 &&

```

```

(Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl) + tw / 10 (2 tf / 10 - d / 10) (2 fyd - fcdl)) /
(2 d / 10 fcdl + 4 tf / 10 (2 fyd - fcdl)) ≤ 0.5 bf / 10,
(Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl) + tw / 10 (2 tf / 10 - d / 10) (2 fyd - fcdl)) /
(2 d / 10 fcdl + 4 tf / 10 (2 fyd - fcdl)),
If[(Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl) - Aa (2 fyd - fcdl)) / (2 d / 10 fcdl) > 0.5 bf / 10 &&
(Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl) - Aa (2 fyd - fcdl)) / (2 d / 10 fcdl) ≤ 0.5 bc / 10,
(Ac fcdl - Asny (2 fsd - fcdl) - Aa (2 fyd - fcdl)) / (2 d / 10 fcdl), 0]]];
Do[
If[ex[[i]] ≤ hny1[[j]],
Asny = Asny + Asni;
Zsny = Zsny + Asni * ex[[i]],
Asny = Asny;
Zsny = Zsny], {i, 1, n}];
dif = hny1[[j]] - hny1[[j - 1]];
j = j + 1;
];
hny = hny1[[j - 1]];
Asny;
Zsny;
Zany = If[hny ≤ 0.5 tw / 10,
d / 10 hny^2,
If[hny > 0.5 tw / 10 && hny ≤ 0.5 bf / 10,
2 tf / 10 hny^2 + (tw / 10)^2 (d / 10 - 2 tf / 10) / 4,
If[hny > 0.5 bf && hny ≤ 0.5 bc, Zay]]];
Zcny = If[d / 10 hny^2 - Zany - Zsny > 0, d / 10 hny^2 - Zany - Zsny, 0];
As = n * ((dia / 10)^2) * 3.1415 / 4;
NplRd = fyd Aa + α fcd Ac + fsd As;
NplR = fyk Aa + α fck Ac + fsk As;
Isx = Isy = 0;
Do[Isx = (3.1415 * ((dia / 20)^4) / 4) +
(2 * 3.1415 * ((dia / 20)^2 * (ey[[i]] / 1)^2)) + Isx, {i, 1, n / 2}];
Do[Isy = (3.1415 * ((dia / 20)^4) / 4) + (2 * 3.1415 * ((dia / 20)^2 * (ex[[i]] / 1)^2)) + Isy,
{i, 1, n / 2}];
Ecred = Ec / (1 + 2.5 * (NGsd / Nsd));
EIex = Ea Iax + 0.6 Ecred Icx + Es Isx;
EIey = Ea Iay + 0.6 Ecred Icy + Es Isy;
Nex = π^2 EIex / (Kx Lx)^2;
Ney = π^2 EIey / (Ky Ly)^2;
Ne = If[Nex ≤ Ney, Nex, Ney];
λomx = Sqrt[NplR / Ne];
χ = If[λomx ≤ 1.5, 0.658^(λomx^2), 0.877 / λomx^2];
NRd = χ NplRd;
Zsx = 0;
Zsy = 0;
Do[Zsx = (Asni * ey[[i]]) + Zsx, {i, 1, n}];
Do[Zsy = (Asni * ex[[i]]) + Zsy, {i, 1, n}];
Mcx = 0.9 (fyd (Zax - Zanx) + 0.5 fcdl (Zcx - Zcnx) + fsd (Zsx - Zsnx));
Mcy = 0.9 (fyd (Zay - Zany) + 0.5 fcdl (Zcy - Zcny) + fsd (Zsy - Zsny));
MmaxplxRd = fyd Zax + 0.5 fcdl Zcx + fsd Zsx;
MmaxplyRd = fyd Zay + 0.5 fcdl Zcy + fsd Zsy;
Mdx = If[0.8 MmaxplxRd > Mcx, MmaxplxRd, Mcx];
Mdy = If[0.8 MmaxplyRd > Mcy, MmaxplyRd, Mcy];
NplcRd = α Ac fcd;
If[Nsd ≥ NplcRd, μx = 1 - (Nsd - NplcRd) / (NplRd - NplcRd);
μy = 1 - (Nsd - NplcRd) / (NplRd - NplcRd);,
If[0.5 NplcRd ≤ Nsd && Nsd < NplcRd,

```

```

     $\mu_x = (1 - Mdx / Mcx) (2 Nsd / NplcRd - 1) + Mdx / Mcx;$ 
     $\mu_y = (1 - Mdy / Mcy) (2 Nsd / NplcRd - 1) + Mdy / Mcy,$ 
    If[Nsd < 0.5 NplcRd && Nsd ≥ 0,
       $\mu_x = 1 + (2 Nsd / NplcRd) (Mdx / Mcx - 1);$ 
       $\mu_y = 1 + (2 Nsd / NplcRd) (Mdy / Mcy - 1)$ 
    ]];
    Ne2x = ( $\pi^2$ ) EIex / Lx^2;
    Mxisd = (Nsd Lx) / (200 (1 - Nsd / Ne2x)) ; (*kN cm*)
    Ne2y =  $\pi^2$  EIey / Ly^2;
    Myisd = Nsd Ly / (150 (1 - Nsd / Ne2y)) (*kN cm*);
    Mxtotsd1 = MxSd ;
    Mxtotsd2 = MxSd + Mxisd;
    Mytotsd1 = MySd + Myisd;
    Mytotsd2 = MySd ;
    l112[[m]] = Nsd / NRd;
    l111[[m]] = (Mxtotsd1 / ( $\mu_x$  Mcx)) + (Mytotsd1 / ( $\mu_y$  Mcy));
    l110[[m]] = (Mxtotsd2 / ( $\mu_x$  Mcx)) + (Mytotsd2 / ( $\mu_y$  Mcy));
    tol = Min[1 - l110[[m]], 1 - l111[[m]], 1 - l112[[m]]];
    m = m + 1;
    Nsd = Nsd + 0.1;
  ];
  NRd;
  MmaxplxRd;
  Mcx;
  PR = Nsd - 0.1
  MR = r * PR + Myisd

```