

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

Diôgo Silva de Oliveira

**REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO TRANSVERSAL  
RETANGULAR MOBILIZANDO EFEITOS DE CONFINAMENTO**

**VERSÃO CORRIGIDA**

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

São Carlos

2017



Diôgo Silva de Oliveira

**REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO TRANSVERSAL  
RETANGULAR MOBILIZANDO EFEITOS DE CONFINAMENTO**

Texto apresentado à Escola de Engenharia de São Carlos,  
da Universidade de São Paulo, como parte integrante dos  
requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia  
Civil (Estruturas).

Orientador: Ricardo Carrazedo

São Carlos  
2017

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

D418r De Oliveira, Diôgo Silva  
REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO  
TRANSVERSAL RETANGULAR MOBILIZANDO EFEITOS DE  
CONFINAMENTO / Diôgo Silva De Oliveira; orientador  
Ricardo Carrazedo. São Carlos, 2017.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de  
Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de  
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017.

1. Pilares retangulares. 2. Polímeros reforçados  
com fibras. 3. Confinamento. 4. Reforço. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **DIÓGO SILVA DE OLIVEIRA**.

Título da tese: "Reforço de pilares de concreto armado de seção transversal retangular mobilizando efeitos de confinamento".

Data da defesa: 06/04/2017.

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Dr. **Ricardo Carrazedo**  
**(Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Libânio Miranda Pinheiro**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Armando Lopes Moreno Junior**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADO

Prof. Dr. **Claudius de Sousa Barbosa**  
(Escola Politécnica/EP-USP)

APROVADO

Profa. Dra. **Gláucia Maria Dalfré**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Aprovado

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**



## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por me proporcionar todas as condições para a realização deste trabalho.

Aos meus pais, Aldemir e Nilza, por me receberem nesta vida com tanta dedicação e amor.

Às minhas irmãs, por serem minhas parceiras e amigas.

Aos meus amigos, por terem me motivado, me suportado e por terem dividido comigo momentos alegres e difíceis no período de execução deste trabalho.

Ao Departamento de Estruturas da EESC-USP e aos seus funcionários por me proporcionarem ótimas condições para a realização do trabalho.

Ao meu Orientador, Ricardo Carrazedo, pela parceria, amizade e confiança.

À empresa SIKA, pela doação da resina epóxi e do tecido de fibra de carbono utilizados nesta pesquisa.

À empresa GERDAU, pela doação dos fios de protensão utilizados nesta pesquisa.

Ao Luiz Fernando, meu grande companheiro.



*“Isso também passa. ”*

*(Maria de Nazaré)*



## RESUMO

De OLIVEIRA, D. S. **Reforço de pilares de concreto armado de seção transversal retangular mobilizando efeitos de confinamento**. 2017. 184p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil (Estruturas)). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

Os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) são materiais compósitos constituídos por fibras unidas por uma matriz polimérica. São leves, não corrosivos, possuem alta resistência à tração e são de simples execução. O PRF em forma de tecido é utilizado para envolver o pilar de concreto armado promovendo a restrição das deformações laterais pelo efeito de membrana. Nos pilares com seção transversal circular, esse efeito de membrana é desenvolvido ao longo de todo o seu perímetro. Já para seções quadradas ou retangulares, esse efeito de membrana se desenvolve apenas nos cantos arredondados, reduzindo, assim, a eficiência do confinamento. Por conta dessa limitação, esta pesquisa propõe a utilização de um mecanismo auxiliar constituído por tirantes transversais de aço ancorados por perfis longitudinais, que juntamente com o PRF vão promover o confinamento nos maiores lados de seções de pilares retangulares. Foram realizados ensaios experimentais de dez pilares de concreto, cujos resultados confirmaram o maior incremento de força e ductilidade nos pilares devido à presença dos tirantes, verificando também que os perfis longitudinais contribuem diretamente com a força axial no pilar. Por meio da análise numérica em elementos finitos foi possível observar o acréscimo de regiões de concreto efetivamente confinado devido à presença dos tirantes. Com a análise paramétrica realizada foram identificados os parâmetros e como eles influenciam no comportamento dos pilares reforçados com a técnica: a relação entre os lados da seção transversal, a taxa de PRF; a taxa de tirantes de aço e a rigidez do perfil de ancoragem. Por fim, foi desenvolvido um modelo analítico que possibilita calcular a parcela de força resistida pelo concreto confinado e pelos perfis de ancoragem de modo independente, indicando boas correlações com os resultados experimentais e numéricos.

**Palavras-chave:** Pilares de concreto; Seções retangulares; PRF; Confinamento; Tirantes de aço.



## ABSTRACT

De OLIVEIRA, D. S. **Strengthening of rectangular reinforced concrete columns mobilizing confinement effects**. 2017. 184p. Thesis (Ph. D. in Civil Engineering (Structures)) – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2017.

Fiber Reinforced Polymers (FRP) are composite materials consisting of fibers bonded by a polymer matrix. They are lightweight, non-corrosive, have high tensile strength and simple to apply. The FRP jacket is used to wrap the concrete column and restrict the lateral expansion by the membrane effect. In columns with circular cross section, the membrane effect is developed along its entire perimeter. However, in square or rectangular sections this effect is only developed at the rounded corners, resulting in a decrease of the confinement efficiency. Due this limitation, this research proposes the use of an auxiliary mechanism made up of transverse steel ties anchored by longitudinal bars, which together with the FRP, promote confinement on the biggest sides of rectangular sections of columns. Experimental tests were carried out on ten concrete columns, whose results confirmed the greatest force increase and ductility due to the presence of the steel ties and that the anchor bars contribute directly with the axial force. Through the numerical analysis in finite elements methods it was possible to observe the effective confined concrete regions due to the presence of the ties. With the parametric analysis performed some parameters were identified and how they influence in behavior of columns reinforced with this technique: the relationship between the sides of the cross section; the FRP rate; the steel ties rate and the stiffness of the anchor bar. Finally, an analytical model was developed allowing calculate the force resisted by the confined concrete and the anchor bars forces independently, indicating good correlations with the experimental and numerical results.

**Keywords:** Concrete columns; Rectangular cross section; FRP; Confinement; Steel ties.



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1	OBJETIVO .....	18
1.1.1	<i>Objetivo geral</i> .....	18
1.1.2	<i>Objetivos específicos</i> .....	19
1.2	JUSTIFICATIVA .....	19
1.3	METODOLOGIA.....	20
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>23</b>
2.1	O FORMATO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR.....	25
2.2	RAIO DE ARREDONDAMENTO DOS CANTOS .....	26
2.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO .....	28
2.4	RIGIDEZ DA CAMISA DE PRF .....	28
2.5	EXCENTRICIDADE DA FORÇA QUE SOLICITA O PILAR NA DIREÇÃO AXIAL.....	28
2.6	DIREÇÃO DAS FIBRAS EM RELAÇÃO AO EIXO DO PILAR .....	29
2.7	TIPO DE FIBRA UTILIZADO .....	29
2.8	ESBELTEZ DO PILAR .....	30
2.9	MODELOS TEÓRICOS DE DIMENSIONAMENTO.....	31
2.10	ALTERNATIVAS PARA O REFORÇO DE PILARES COM SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR 34	
<b>3</b>	<b>INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES.....</b>	<b>41</b>
3.1	MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS .....	42
3.1.1	<i>Concrete Damaged Plasticity</i> .....	42
3.1.2	<i>Curva do concreto na compressão</i> .....	46
3.1.3	<i>Comportamento do concreto na tração</i> .....	46
3.1.4	<i>Comportamento do PRF</i> .....	47
3.1.5	<i>Modelagem dos pilares de Carrazedo (2005)</i> .....	47
3.1.6	<i>Modelagem do pilar de Sudano e Hanai (2006)</i> .....	55
3.2	MODELO ANALÍTICO INICIAL PROPOSTO .....	59
3.3	ENSAIO PILOTO .....	61
3.3.1	<i>Modelagem preliminar dos pilares piloto</i> .....	62
3.3.2	<i>Previsão analítica da resistência para o ensaio piloto</i> .....	66
3.3.3	<i>Preparação do ensaio</i> .....	67
3.3.4	<i>Ensaio dos pilares</i> .....	75
3.3.5	<i>Resultados e análises</i> .....	76
3.3.6	<i>Tensão nos tirantes de aço</i> .....	80
3.3.7	<i>Força resistida pelos perfis de aço</i> .....	81

3.3.8	<i>Considerações a respeito do ensaio piloto</i> .....	82
3.3.9	<i>Modelagem ensaio piloto</i> .....	83
3.4	CONSIDERAÇÕES PARCIAIS .....	87
<b>4</b>	<b>ESTUDO EXPERIMENTAL</b> .....	<b>89</b>
4.1	SÉRIE DE ENSAIOS DEFINITIVOS .....	89
4.1.1	<i>Definição da série</i> .....	89
4.1.2	<i>Preparação do ensaio</i> .....	97
4.1.3	<i>Ensaio dos pilares</i> .....	110
4.2	RESULTADOS E ANÁLISES .....	113
4.2.1	<i>Acréscimo de resistência dos pilares</i> .....	113
4.2.2	<i>Modo de ruína dos pilares</i> .....	114
4.2.3	<i>Contribuição direta dos perfis metálicos</i> .....	126
4.2.4	<i>Deformação dos tirantes de aço</i> .....	129
4.2.5	<i>Deformação do PRF</i> .....	131
4.2.6	<i>Verificação analítica considerando resultados do ensaio</i> .....	133
4.3	CONSIDERAÇÕES PARCIAIS .....	135
<b>5</b>	<b>ESTUDO NUMÉRICO</b> .....	<b>137</b>
5.1	CRITÉRIOS DE CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM O ENSAIO EXPERIMENTAL ..	137
5.2	MODELOS CONSTITUTIVOS CONSIDERADOS PARA OS MATERIAIS .....	138
5.2.1	<i>Comportamento do concreto</i> .....	138
5.2.2	<i>Aço dos perfis</i> .....	140
5.3	MODELAGEM DOS PILARES EM ELEMENTOS FINITOS .....	141
5.3.1	<i>Malha de elementos finitos</i> .....	141
5.3.2	<i>Molas na ligação perfil de ancoragem e tirante</i> .....	142
5.3.3	<i>Interface de PRF com os perfis de ancoragem</i> .....	143
5.4	COMPORTAMENTOS OBSERVADOS NOS PILARES POR MEIO DO MODELO NUMÉRICO ..	144
5.4.1	<i>Acréscimo de força em função do deslocamento</i> .....	144
5.4.2	<i>Evolução de tensões nos tirantes</i> .....	149
5.4.3	<i>Transferência da força do pilar para os perfis de aço</i> .....	150
5.4.4	<i>Deformação do PRF</i> .....	151
5.4.5	<i>Distribuição das tensões na seção transversal dos pilares</i> .....	152
5.5	CONSIDERAÇÕES PARCIAIS .....	155
<b>6</b>	<b>INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA FINAL</b> .....	<b>157</b>
6.1	ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	157
6.1.1	<i>Influência da seção transversal</i> .....	162
6.1.2	<i>Influência das taxas de aço e de PRF</i> .....	163

6.1.3	<i>Eficiência de deformação do PRF</i> .....	163
6.1.4	<i>Influência de rigidez do perfil de ancoragem</i> .....	164
6.2	MODELO ANALÍTICO FINAL .....	167
6.3	CONSIDERAÇÕES PARCIAIS .....	172
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>175</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>179</b>



# 1 INTRODUÇÃO

As primeiras técnicas para realizar o reforço ou reabilitação de pilares de concreto armado consideravam sistemas convencionais como o reforço com perfis de aço ou aumento da seção adicionando concreto e armaduras longitudinais e transversais (ver Figura 1.1), como descrito em Vicente e Ripper (1998).

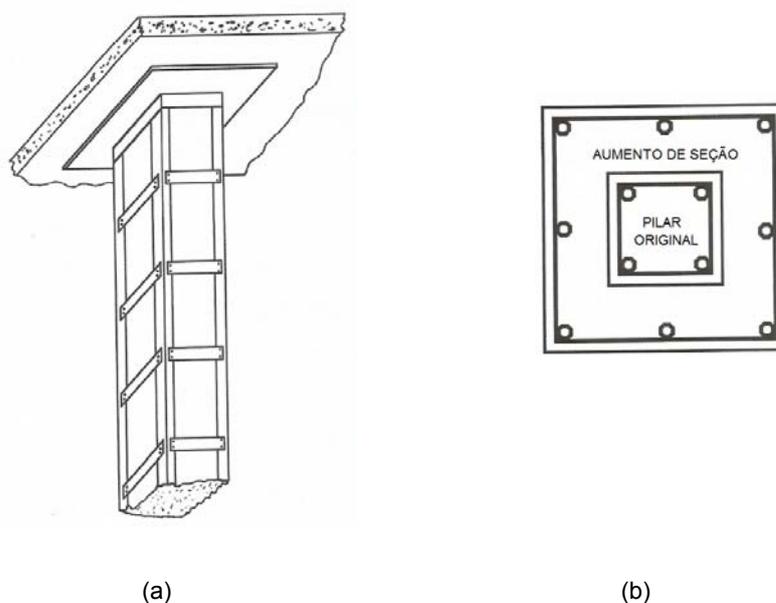


Figura 1.1 – Reforços de pilares utilizando: (a) perfis metálicos; (b) aumento da seção de concreto armado [(VICENTE; RIPPER, 1998)]

Nas últimas décadas, os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) surgiram como uma nova alternativa para realizar o reforço e a reabilitação de estruturas. Eles são constituídos por fibras de carbono, vidro ou aramida, unidas por uma matriz polimérica. Os PRF são materiais leves, não corrosivos e possuem alta resistência à tração (FIB; 2001). As fibras podem ser dispostas em diversos formatos, como perfis ou laminados que podem ser inseridas no concreto e fixadas com resina ou em forma de tecidos que junto com a resina formam um compósito utilizado para envolver a estrutura.

O PRF é utilizado para encamisar o pilar de modo a mobilizar o efeito de confinamento do concreto por conta da pressão lateral desenvolvida quando se dispõe as fibras na direção transversal ao eixo do pilar, possibilitando o aumento das tensões de compressão axial (Figura 1.2).

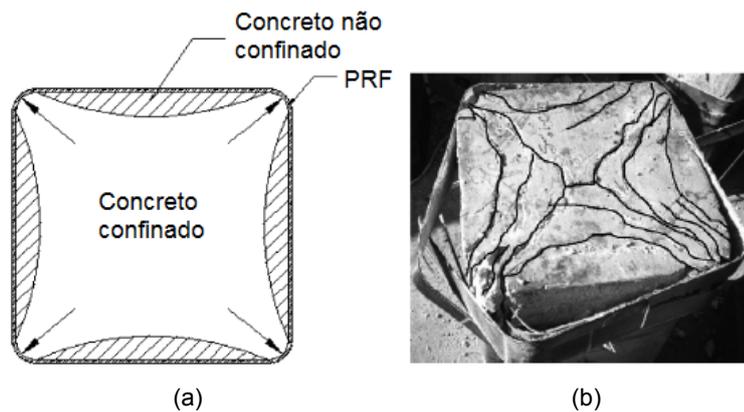


Figura 1.2 – Confinamento de pilares com PRF: (a) esquema de seção quadrada confinada; (b) fissuração delimitando a região confinada [(YOUSSEF; FENG; MOSALLAM, 2007)]

No caso de reforço por confinamento, uma vez que o PRF é utilizado para promover pressão lateral, entende-se claramente que é no pilar de seção transversal circular que esse valor máximo de pressão é transferido ao concreto de maneira uniforme, pois cria-se um efeito de membrana. Já nos pilares com seções transversais diferentes da circular a distribuição das pressões laterais de confinamento não é uniforme, reduzindo o efeito de confinamento no concreto (LAM; TENG; 2003). Para seções quadradas e retangulares, a seção transversal não fica inteiramente confinada, pois a pressão lateral é desenvolvida apenas junto aos cantos arredondados da seção, onde também se desenvolve o efeito de membrana (SHEHATA; 2001). Para uma seção transversal retangular, quanto maior a relação entre os lados, menor é a efetividade do confinamento do concreto na seção.

Esta pesquisa tem como principal escopo propor um sistema alternativo de reforço de pilares de concreto armado com seção transversal retangular utilizando PRF. A técnica consiste na introdução de tirantes transversais de aço ancorados em perfis longitudinais por meio de porcas. Com isso, pretende-se melhorar a efetividade do confinamento em seções retangulares com grande relação entre lados.

## 1.1 OBJETIVO

### 1.1.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem por objetivo geral desenvolver e avaliar a eficácia de uma nova solução que seja capaz de promover o reforço de pilares de concreto mobilizando efeitos de confinamento em seções transversais retangulares com grande relação entre lados.

### 1.1.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos deste projeto são:

- Avaliar os ganhos de resistência axial em pilares curtos solicitados por força centrada;
- Identificar parâmetros e como eles influenciam no comportamento estrutural
- Propor modelo analítico com vistas ao dimensionamento de pilares em condições semelhantes às estudadas.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

A motivação para o desenvolvimento desta pesquisa encontra-se justificada pelos seguintes aspectos:

- O estudo das técnicas de reforço de estruturas é de suma importância frente à necessidade de reforçar ou reabilitar construções que possuem, não somente um grande valor comercial agregado, mas também aquelas que são tombadas pelo patrimônio histórico e não podem ser demolidas ou até mesmo aquelas para as quais interromper a utilização da estrutura por um longo período causaria um grande transtorno;
- Em relação ao reforço de pilares, é grande o número de ensaios experimentais e de modelos analíticos desenvolvidos, no entanto a maior parte desses trabalhos é voltada para pilares com seção transversal circular, quadrada ou retangular (com pequena relação entre maior e menor lado). Logo, existe uma carência na literatura de estudos voltados a pilares com seções retangulares de grande relação entre os lados;
- É frequente o uso de pilares com seção transversal com grande relação entre lados nos edifícios de concreto, motivado por questões arquitetônicas como a sobreposição do pilar junto às paredes de vedação ou o melhor aproveitamento de vagas de garagem, dentre outros motivos. Sendo assim, é adequado que o reforço utilizado não gere modificações consideráveis na arquitetura do pilar;
- Dar continuidade à linha de pesquisa de reforço de pilares com uso de PRF, do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC – USP).

### 1.3 METODOLOGIA

Seções retangulares com grande relação entre os lados possuem uma pequena parcela de área efetivamente confinada. Sendo assim, foi proposta a adição, junto ao sistema de encamisamento com PRF, de tirantes de aço transversais junto aos maiores lados da seção para alterar a configuração da região confinada (ver Figura 1.3). Esses tirantes foram rosqueados e a ancoragem desses tirantes foi feita com porcas e perfis metálicos longitudinais para conter a expansão lateral do concreto junto aos maiores lados da seção.

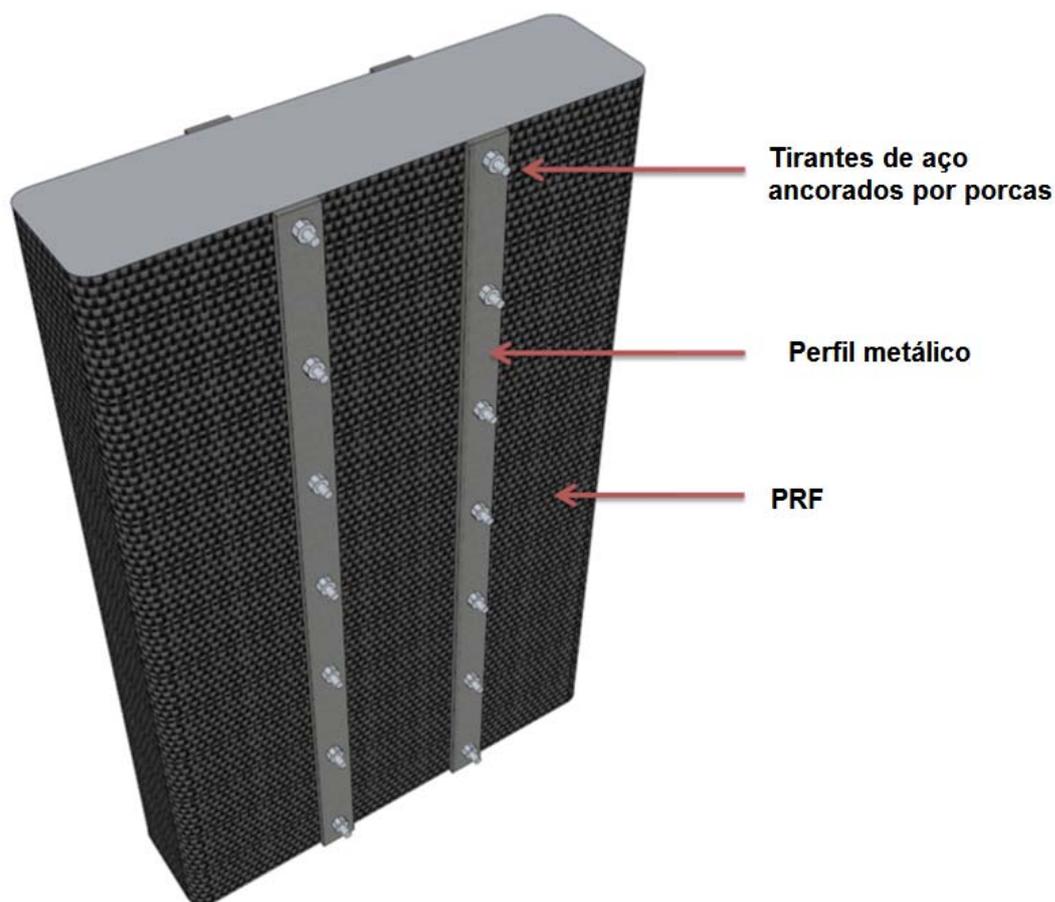


Figura 1.3 - Esquema de pilar com seção retangular reforçado perfis transversais e manta de PRF

Para desenvolver essa técnica e avaliar a sua eficiência, foram cumpridas as seguintes etapas:

- Primeiramente, foi realizada ampla revisão bibliográfica com a qual se verificou o estágio de desenvolvimento científico a respeito de técnicas de reforço de pilares retangulares com PRF, identificando os mecanismos que mais influenciam na aplicação dessa técnica;

- Tomando como referência métodos analíticos existentes, foi criado um método analítico capaz de auxiliar na previsão da resistência axial do pilar reforçado com a técnica de reforço proposto;
- Realizou-se uma modelagem numérica inicial por meio do método dos elementos finitos, utilizando o programa computacional ABAQUS. Os modelos foram baseados em dados obtidos em ensaios experimentais fornecidos na literatura. Com essa modelagem investigou-se a tendência de comportamento estrutural considerando esses mecanismos de confinamento;
- A partir do método analítico criado e de modelagem numérica realizada, foram feitos ensaios preliminares de caracterização dos materiais e ensaios de compressão centrada em modelos piloto de pilares curtos para observar a efetividade do confinamento obtido;
- Retornou-se à modelagem numérica, com novos dados experimentais para a calibração dos modelos numéricos, com isso foi possível identificar as primeiras tendências referentes às variáveis que influenciam na efetividade do confinamento para esse tipo de reforço, dando embasamento para que fosse definida a série de ensaios definitivos;
- Foram realizados ensaios experimentais dos pilares definitivos com compressão centrada, a partir dos quais verificou-se o comportamento estrutural dos pilares reforçados;
- Foi feita nova modelagem numérica, já calibrada com base nos ensaios definitivos, o que possibilitou identificar mais características do comportamento estrutural dos pilares reforçados.
- Com o modelo numérico calibrado, foi realizada análise paramétrica, a partir da qual foram analisadas as variáveis que afetam o comportamento estrutural dos pilares reforçados e realizou-se a complementação e calibração do modelo analítico inicialmente proposto.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O confinamento passivo de um material pode ser entendido ao se imaginar um cilindro de material elástico solicitado por uma força axial (Figura 2.1a). Com essa solicitação o cilindro irá se deformar encurtando na direção axial e se dilatando na direção transversal. Se antes de esse cilindro ser solicitado, ele for lateralmente envolvido por um tubo de parede fina de alta rigidez à tração, quando o cilindro novamente for solicitado, ele será impedido de dilatar transversalmente, desenvolvendo assim, uma pressão lateral, que junto com a tensão axial, formam um estado multiaxial de confinamento para o material.

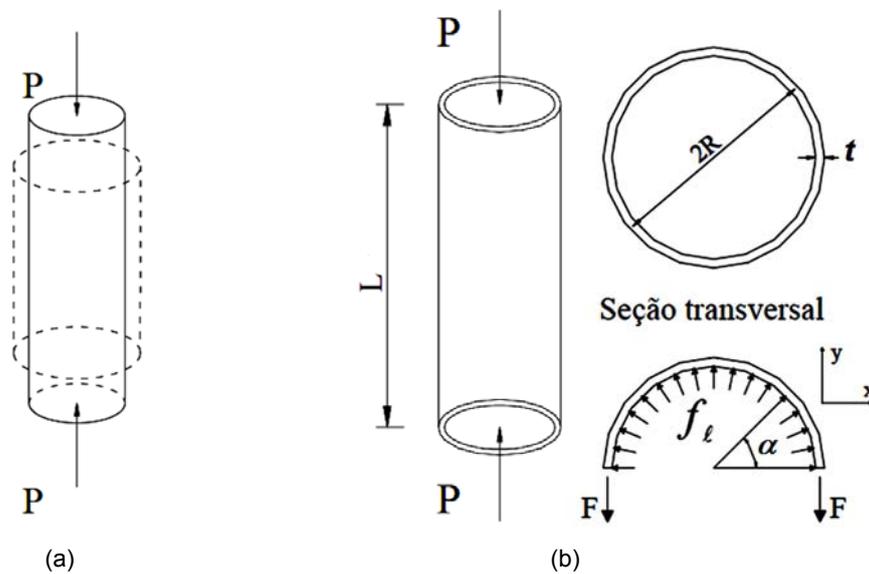


Figura 2.1 - Mecanismo de confinamento passivo: (a) deformação lateral livre e (b) deformação lateral impedida

Considerando o equilíbrio de forças esquematizado na Figura 2.1b tem-se:

$$- 2 \cdot F + \int_0^{\pi} f_{\ell} \cdot R \cdot \sin \alpha \cdot d\alpha = 0 \quad (2.1)$$

O que resulta em:

$$F = f_{\ell} \cdot R \quad (2.2)$$

E considerando uma espessura para a parede fina igual a  $t$ , tem-se a tensão no tubo de parede fina em função da pressão lateral desenvolvida:

$$f_p = \frac{F}{t} = \frac{f_{\ell} \cdot R}{t} \quad (2.3)$$

Sendo:

$f_p$  - tensão no tubo de parede fina;

$f_\ell$  - pressão lateral de confinamento;

$F$  - força de tração na seção longitudinal do tubo;

$R$  - raio interno do tubo;

$t$  - espessura do tubo.

No caso do concreto, quando este é solicitado por compressão axial, o caminhamento das tensões se faz por meio dos agregados criando componentes de tensão na direção ortogonal que tendem a separar os agregados criando microfissuras, como mostrado na Figura 2.2. O que impede os agregados de se separarem lateralmente é a pasta de cimento. De maneira análoga, se for utilizado um mecanismo adicional para conter lateralmente o concreto, impedindo as suas partículas de se separarem, forma-se um estado de confinamento passivo para concreto.

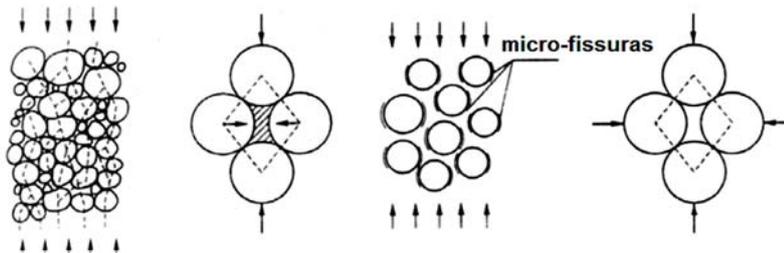


Figura 2.2 - Mecanismo de confinamento do concreto

[(FIB,1999)]

Richart, Brandtzaeg e Brown, (1928) realizaram alguns dos primeiros ensaios de compressão axial do concreto confinado. Verificaram o comportamento de cilindros de concreto submetidos à pressão hidrostática com armaduras transversais para verificar a influência da pressão lateral no comportamento do concreto confinado. Os pesquisadores observaram que a resistência à compressão axial e a deformação última do concreto crescem na presença de tensões laterais confinantes e propuseram as seguintes equações:

$$f_{cc} = f_{co} + 4,1f_\ell \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 5,0 \frac{f_\ell}{f_{co}} \quad (2.5)$$

Sendo:

$f_{cc}$  - tensão de compressão no concreto confinado;

$f_{co}$  - tensão de compressão no concreto não confinado;

$\varepsilon_{cc}$  - deformação de compressão no concreto confinado;

$\varepsilon_{co}$  - deformação de compressão no concreto não confinado.

$f_\ell$  - pressão lateral de confinamento;

Nas últimas décadas, diversas pesquisas tiveram enfoque voltado para o comportamento estrutural de pilares reforçados pelo mecanismo de confinamento utilizando PRF, o que permitiu a identificação dos principais fatores relacionados à efetividade desse mecanismo.

## 2.1 O FORMATO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR

Um dos principais fatores redutores da eficiência do confinamento é a forma da seção transversal. Nas seções circulares, o efeito de membrana se forma ao longo de todo o perímetro da seção, possibilitando uma distribuição uniforme de pressão lateral de confinamento. Em seções diferentes da circular, a pequena rigidez à flexão da camisa de PRF permite grandes reduções da pressão lateral em trechos retos. Isto é compreensível, pois ao se considerar apenas a rigidez de membrana da camisa é necessária uma curvatura da camisa para que esta contraponha carregamentos transversais a seu plano médio.

Shehata (2001), Carrazedo (2005), Youssef, Feng e Mosallam (2007), Ilki et al. (2008), Toutanjil et al. (2010), Maalej, Tanwongsvat e Paramasivam (2003), Micelli e Modarelli (2013) e Tan et al. (2013) analisaram a efetividade do confinamento de pilares ao comparar seções circulares, quadradas e retangulares. Os pilares circulares possuem maior efetividade de confinamento, em seguida vem os pilares de seção quadrada e por último os de seção retangular. Machado (2002) comenta a eficiência do confinamento com PRF em função do formato da seção apresentando um gráfico (Figura 2.3), que indica que seções circulares e quadradas possuem um confinamento com segundo trecho ascendente, enquanto para seções retangulares esse segundo trecho se torna descendente.

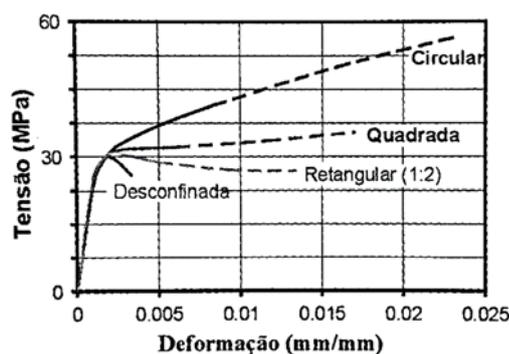


Figura 2.3 – Eficiência do confinamento com PRF em função do formato da seção [(MACHADO, 2002)]

No caso de pilares com seção transversal retangular, ensaios experimentais feitos por Chaallal et al. (2003a), Harajli (2006), Ilki et al. (2008), Kumutha, Vaidyanathan e Palanichamy (2007), Wu e Wei (2010), Yan e Pantelides (2010), Ozbakkaloglu (2013) e Tan et al. (2013) demonstraram que quanto maior a relação entre os lados, menor o aumento da resistência axial do pilar promovido pelo encamisamento com PRF. Por conta dos grandes lados retos da seção, mesmo ocorrendo deformação lateral, esta não é capaz de mobilizar um confinamento passivo considerável. Wu e Wei (2010) chegaram a afirmar que para uma relação entre os lados maior que dois, o aumento da resistência axial do pilar é insignificante. No entanto é comum a existência de pilares com relação entre lados maior que dois nos edifícios de concreto armado.

## 2.2 RAIOS DE ARREDONDAMENTO DOS CANTOS

O raio de arredondamento influencia na eficácia do confinamento por dois motivos principais:

O primeiro está relacionado com o tamanho do raio de arredondamento em relação à seção, pois o efeito de membrana somente se forma nas regiões arredondadas. Para esta situação, Nisticò (2014) demonstra por meio das simulações apresentadas na Figura 2.4 que quanto maior o raio e sua proporção em relação ao tamanho lado da seção, melhor é a distribuição de tensões de compressão na seção.

O outro efeito está relacionado às concentrações de tensões transversais no PRF na região dos raios. Rochette e Labossière (2000) observaram que para um número constante de camadas de tecido, o aumento do raio de arredondamento proporcionou significativos aumentos de capacidade resistente. As deformações registradas próximo aos cantos mostraram-se menores no caso de menores raios de arredondamento, indicando que os cantos com pequenos raios de curvatura são mais suscetíveis de sofrer ruptura prematura. Yang (2001), por meio do gráfico mostrado na Figura 2.5, demonstrou que quanto menor é o raio de arredondamento, menor é a tensão de ruptura no PRF. Essa eficiência depende da espessura do PRF em relação ao raio, pois para duas camadas a influência do raio é maior do que para uma camada. Isso pode ser atribuído ao fato de que, na região do raio os valores da distribuição das deformações de tração ao longo da espessura do PRF não são uniformes.

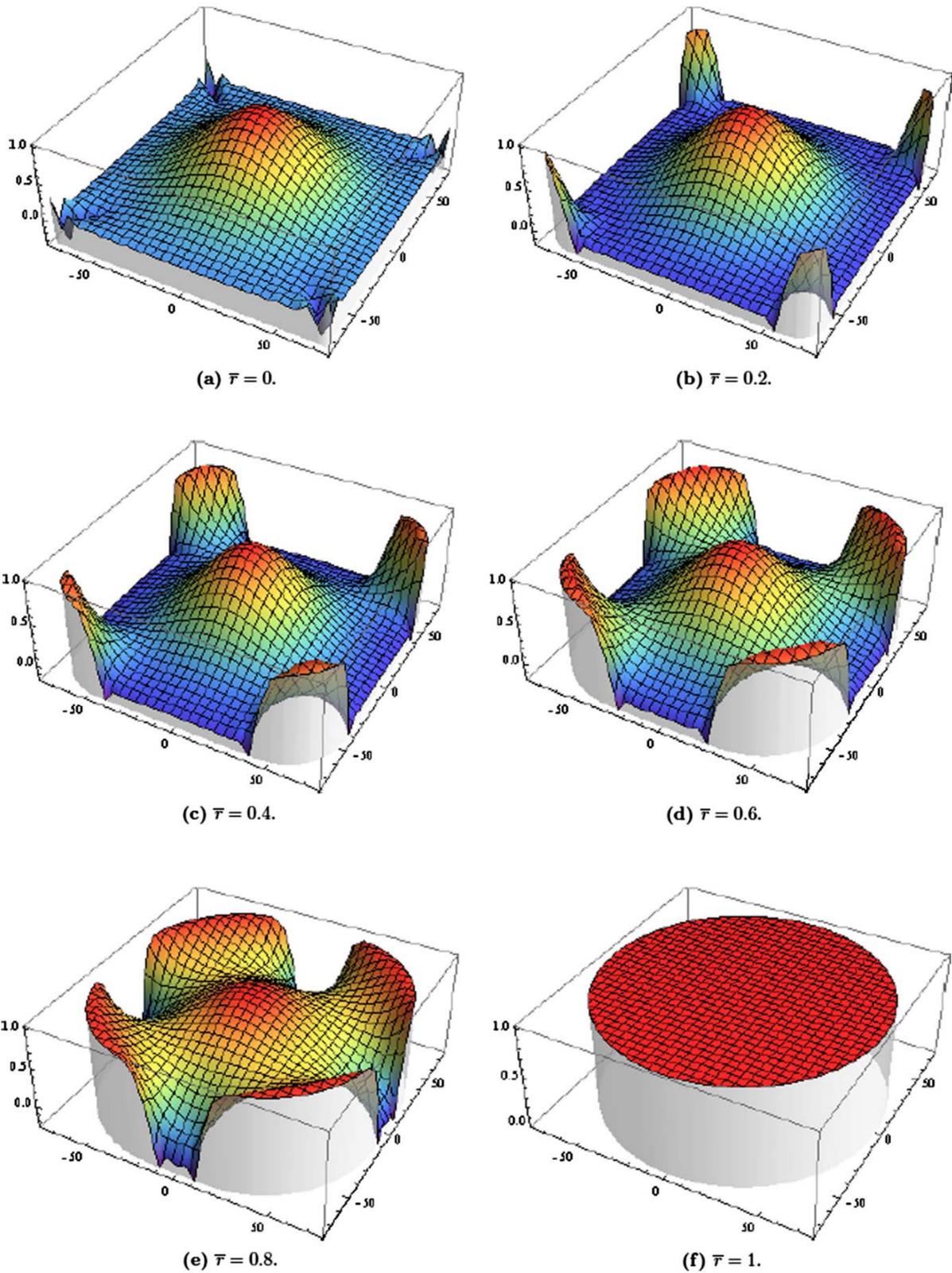


Figura 2.4 – Taxa de distribuição das tensões de compressão na seção transversal (0 a 1) para diferentes proporções de raio de arredondamento em relações ao lado da seção quadrada, variando de  $r = 0$  a  $r = b/2 = 1$  para seções confinadas com PRF [(NISTICÒ, 2014)]

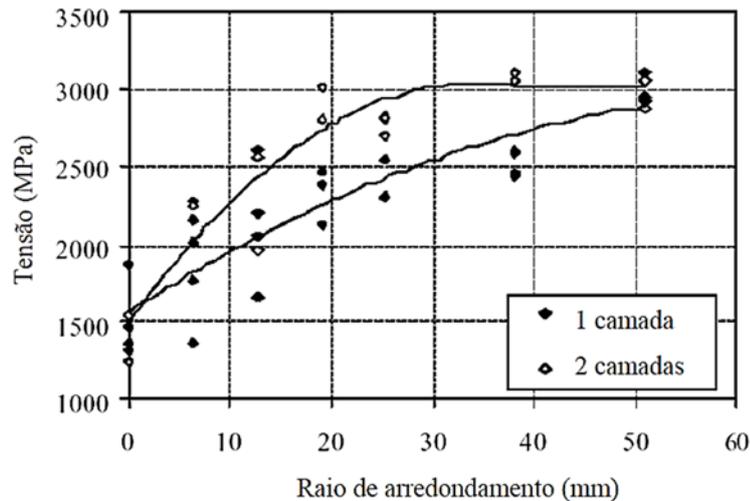


Figura 2.5 – Efeito do raio de arredondamento sobre a resistência à tração do PRF [(YANG, 2001)]

### 2.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Untiveros (2002) observou que o efeito do confinamento é maior no concreto de resistência usual comparativamente ao de alta resistência. No entanto, corpos de prova de concreto de alta resistência encamisados com PRF podem apresentar maiores efeitos de confinamento para pequenas intensidades de deformação axial do que o concreto de resistência usual. Ou seja, ocorre certo prolongamento do trecho inicial do diagrama tensão x deformação.

### 2.4 RIGIDEZ DA CAMISA DE PRF

Pantazopoulou (1995) afirma que o concreto é um material mais sensível à restrição do que à pressão. Isso indica que no caso do confinamento passivo, o número de camadas necessárias ao confinamento desejado não está associado apenas à tensão de resistência à tração da fibra, mas também ao módulo de elasticidade longitudinal que confere à camisa de PRF rigidez para restringir a expansão lateral concreto.

### 2.5 EXCENTRICIDADE DA FORÇA QUE SOLICITA O PILAR NA DIREÇÃO AXIAL

Em relação a pilares com seções transversais quadradas solicitados por força normal com excentricidade, Carrazedo (2005) constatou que, em relação à situação de força com excentricidade de 10% do lado da seção, os pilares de seção transversal quadrada tiveram maiores ganhos de resistência na presença da excentricidade em comparação a pilares solicitados por força centrada, com a região comprimida se deslocando para o lado da seção em que ocorreu a excentricidade.

Nos pilares de seção retangular Carrazedo (2005) observou que quando a excentricidade foi aplicada na direção da menor inércia o ganho foi menor e quando a excentricidade foi aplicada na direção de maior inércia o ganho de resistência foi maior em relação ao pilar com carregamento centrado.

Resultado semelhante foi encontrado nas modelagens numéricas feitas por Parvin e Schroeder (2008), no entanto, eles consideraram pilares retangulares inscritos em elipses de concreto e tecido de PRF com fibras na direção longitudinal e transversal. O ganho de resistência axial foi maior quando a excentricidades da ordem de 15% do lado da seção foram aplicadas na direção do eixo de maior inércia, seguido pelo ganho de resistência quando a excentricidade foi na direção do eixo de menor inércia e menor quando a excentricidade ocorreu nas duas direções.

## 2.6 DIREÇÃO DAS FIBRAS EM RELAÇÃO AO EIXO DO PILAR

Tan (2002) sugere que a orientação das fibras sempre deve ser relacionada com o tipo reforço desejado. Para reforço à flexão, pode-se dispor o tecido com as fibras paralelas ao eixo do pilar. Para aumento de resistência axial, dispõe-se de fibras transversamente ao eixo do pilar, mobilizando o confinamento. No entanto, Tan (2002) observou que em pilares retangulares bastante alongados (com lados de 115 mm x 420 mm), o aumento da quantidade de fibras longitudinais conduziu a aumentos de capacidade resistente e de ductilidade, enquanto que o aumento da quantidade de fibras transversais promoveu apenas aumento da ductilidade. Contudo, as fibras longitudinais somente foram efetivas quando envolvidas por fibras transversais. Isso ocorreu porque esse tipo de seção possui baixa eficiência de confinamento e assim o reforço à flexão foi mais efetivo do que no confinamento. Maalej, Tanwongsva e Paramasivam (2003) também sugerem que para pilares com alta relação entre lados o esquema de reforço seja direcionado em introduzir mais fibras no sentido longitudinal do que pressão lateral.

## 2.7 TIPO DE FIBRA UTILIZADO

A rigidez da camisa está relacionada com o módulo de elasticidade do material do tecido de fibra utilizado e do número de camadas no reforço. As fibras mais utilizadas são a de carbono, vidro e aramida. Na Tabela 2.1 são apresentadas as propriedades mecânicas típicas desses tipos de fibra. Geralmente, fibras com alto módulo de elasticidade estão associadas a menores valores de resistência à tração. Cabe ao engenheiro definir a fibra mais adequada ao projeto, sendo que a fibra de

carbono é comumente a mais utilizada no reforço de pilares por possuir maior módulo de elasticidade.

Tabela 2.1 – Propriedades típicas das fibras [(FIB, 2001)]

Material	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Deformação última de tração (%)
Carbono			
Alta resistência	215-235	3500-4800	1,4-2,0
Ultra-alta resistência	215-235	3500-6000	1,5-2,3
Alto módulo	350-500	2500-3100	0,5-0,9
Ultra-alto módulo	500-700	2100-2400	0,2-0,4
Vidro			
E	70	1900-3000	3,0-4,5
S	85-90	3500-4800	4,5-5,5
Aramida			
Baixo módulo	70-80	3500-4100	4,3-5,0
Alto módulo	115-130	3500-4000	2,5-3,5

## 2.8 ESBELTEZ DO PILAR

Em relação à esbeltez dos pilares, Gajdosova e Bilcik (2013) afirmaram que o confinamento de pilares esbeltos deve ser considerado de maneira diferente, indicando que um índice de esbeltez entre 50 e 60 é o valor que delimita o tipo de reforço que deve ser feito. Para índices de esbeltez abaixo desse limite o reforço é predominantemente feito pelo confinamento lateral utilizando tecido de PRF com fibras transversalmente ao eixo do pilar. Já para índices de esbeltez maiores do que esse limite o reforço é predominante à flexão, utilizando o PRF, na forma de tecido ou tiras, na direção longitudinal ao eixo do pilar. Podem também existir situações em que seja necessário utilizar reforço conjunto, com fibras transversais promovendo o confinamento e fibras longitudinais promovendo o reforço à flexão.

Pan, Xu e Hu (2007), Yuan et al. (2008), Sadeghian et al. (2010) e Punurai et al. (2013) também constataram que, para pilares esbeltos, o reforço por meio do confinamento com fibras na direção transversal ao eixo do pilar não promoveram o aumento da resistência axial de maneira considerável, mas contribuiu predominantemente no aumento de ductilidade. Os autores observaram também que uso de fibras na direção paralela ao eixo do pilar aumentou a resistência à flexão dos mesmos e diminuiu o deslocamento lateral.

## 2.9 MODELOS TEÓRICOS DE DIMENSIONAMENTO

Na Tabela 2.2 são apresentados alguns dos principais modelos teóricos para dimensionamento de reforço com PRF para pilares de seção transversal retangular. Na mesma tabela é possível observar que a maioria dos modelos permite que se utilize tecido de fibra de carbono, aramida ou vidro, alguns modelos possibilitam o dimensionamento apenas de pilares com seção quadrada e a maioria dos modelos se restringe a seções retangulares com pequena relação entre os lados. Apenas os modelos de Maalej, Tanwongsva e Paramasivam (2003) e de Tan et al. (2013) permitem seções com relação entre lados maior que 3. Outro ponto importante a ser observado é que, como pilares com seção transversal retangular possuem baixa eficiência do confinamento, geralmente tem-se um trecho pós pico descendente, e como pode-se observar, poucos são os modelos capazes de prever um comportamento descendente. Além disso, o reforço de pilares retangulares está apenas associado a grandes ganhos em ductilidade, e como se pode ver, apenas alguns dos modelos apresentados são capazes de fornecer as deformações últimas.

Alguns modelos teóricos consideram a geometria da área de concreto confinado como sendo limitada por parábolas que se iniciam a  $45^\circ$ , como indicado na Figura 2.6a. Isso faz com que as parábolas se toquem quando a relação entre os lados supera um valor crítico denominado de  $\alpha_{cr} = h/b$ , que varia de 2, para  $r = 0$ , até 3, para  $r = b/2$ . Acima desses valores as parábolas se cruzam, como mostrado na Figura 2.6b, limitando a região confinada junto aos menores lados da seção. Já outros modelos consideram que o formato das parábolas se modificam a depender da seção transversal, mas nunca se tocam (Figura 2.6c). Lam e Teng (2003) consideram que as parábolas não se iniciam com inclinação de  $45^\circ$ , mas sim com inclinação paralela à diagonal da seção (Figura 2.6d), de qualquer modo, limita o modelo a seções com  $h/b \leq 2,62$ .

Tabela 2.2 – Modelos teóricos para dimensionamento de reforço de pilares com seção transversal retangular

Modelos teóricos	Formato de seções	Relação máxima $h/b$	Material da fibra <sup>1</sup>	Inclinação do segundo trecho <sup>2</sup>	Informação fornecida sobre a situação última
Shehata (2001)	Quadrado e Retangular	2	Qualquer	Ascendente	Tensão e deformação
Fib (2001)	Quadrado e Retangular	3	Qualquer	Ascendente e descendente	Tensão e deformação
Campione, Miraglia e Papia (2004)	Quadrado	1	Qualquer	Ascendente	Tensão e deformação
Maalej, Tanwongsvat e Paramasivam (2003)	Quadrado e Retangular	3,65	Qualquer	Ascendente e descendente	Tensão e deformação
Lam e Teng (2003)	Quadrado e Retangular	2,62	Qualquer	Ascendente	Tensão e deformação
Chaallal et al. (2003)	Quadrado e Retangular	2	Qualquer	Ascendente	Tensão e deformação
Harajli (2006)	Quadrado e Retangular	3	Qualquer	Ascendente	Tensão e deformação
Pantelides e Yan (2007)	Quadrado e Retangular	3	Qualquer	Ascendente e descendente	Tensão e deformação
Al-Salloum (2007)	Quadrado	1	Qualquer	Ascendente e descendente	Tensão
Kumutha, Vaidyanathan e Palanichamy (2007)	Quadrado e Retangular	1,66	Vidro	Ascendente	Tensão
Youssef, Feng e Mosallam (2007)	Quadrado e Retangular	1,5	Qualquer	Ascendente e descendente	Tensão e deformação
ACI 440.2R:08	Quadrado e Retangular	2	Qualquer	Ascendente	Tensão e deformação
Ilki et al. (2008)	Quadrado e Retangular	2	Carbono	Ascendente	Tensão e deformação
Wu e Wang (2009)	Quadrado	1	Qualquer	Ascendente	Tensão
Lee e Tracey (2010)	Quadrado	1	Qualquer	Ascendente	Tensão
Toutanji et al. (2010)	Quadrado e Retangular	2	Qualquer	Ascendente	Tensão
Wu e Zhou (2010)	Quadrado	1	Qualquer	Ascendente	Tensão
Wei e Wu (2012)	Quadrado e Retangular	2	Qualquer	Ascendente e descendente	Tensão e deformação
Csuka e Kollár (2012)	Quadrado	1	Qualquer	Ascendente	Tensão
Tan et al. (2013)	Quadrado e Retangular	4	Qualquer	Ascendente	Tensão
Hadi e Pham (2014)	Quadrado e Retangular	2	Qualquer	Ascendente	Tensão
Lim e Ozbakkaloglu (2014)	Quadrado e Retangular	2	Qualquer	Ascendente e descendente	Tensão e deformação

<sup>1</sup> “Qualquer” indica que se pode considerar tecido de fibra de vidro, aramida ou carbono.

<sup>2</sup> “Segundo trecho” refere-se ao segundo trecho do diagrama de tensão deformação, sendo o primeiro trecho é semelhante ao comportamento do concreto não confinado até a tensão máxima, seguido pelo segundo trecho, que pode ser descendente ou ascendente a depender da eficiência do confinamento.

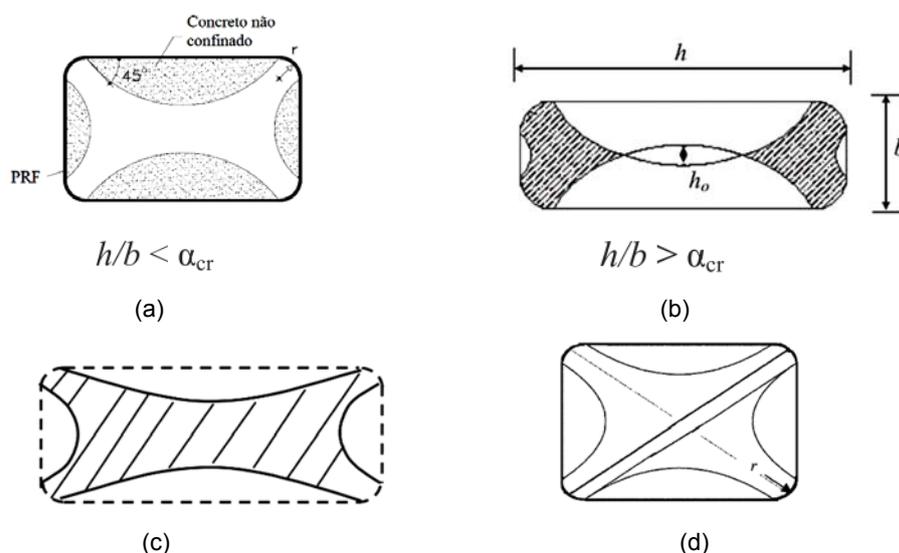


Figura 2.6 – Tipos de configuração da região efetivamente confinada: (a) disponível no Fib (2001); (b) sugerido por Tan et al. (2013); (c) sugerido por Harajli (2006) e (d) sugerido por Lam e Teng (2003).

Essas diferentes configurações de áreas confinadas frente ao grande número de modelos teóricos indica uma divergência e a carência de estudos relacionados com o confinamento de seções transversais retangulares de grande relação entre lados.

Para a situação de força excêntrica, o modelo mais relevante para previsão de resistência é o proposto por Rocca, Galati e Nanni (2008) e adotado pelo ACI 440.2R-08. Rocca, Galati e Nanni (2008) utiliza o modelo de Lam e Teng (2003) para considerar o confinamento das seções quadradas e retangulares de concreto e propõe um diagrama de interação simplificado pelos pontos A, B e C, como indicado na Figura 2.7. Para cada um desses pontos é feita a integração das tensões axiais na seção transversal para obter o esforço de momento fletor e força axial correspondentes.

O ponto A corresponde à situação de compressão centrada e o ponto A' corresponde a 80% da resistência obtida no ponto A, que é um limite estabelecido pelo ACI 440.2R-08 para elementos solicitados por força centrada. O ponto B corresponde à situação de deformação máxima de compressão no concreto e deformação nula nos perfis de aço junto à face tracionada. O ponto C corresponde à situação de deformação máxima de compressão para o concreto e deformação de início de escoamento para os perfis de aço junto à face tracionada.

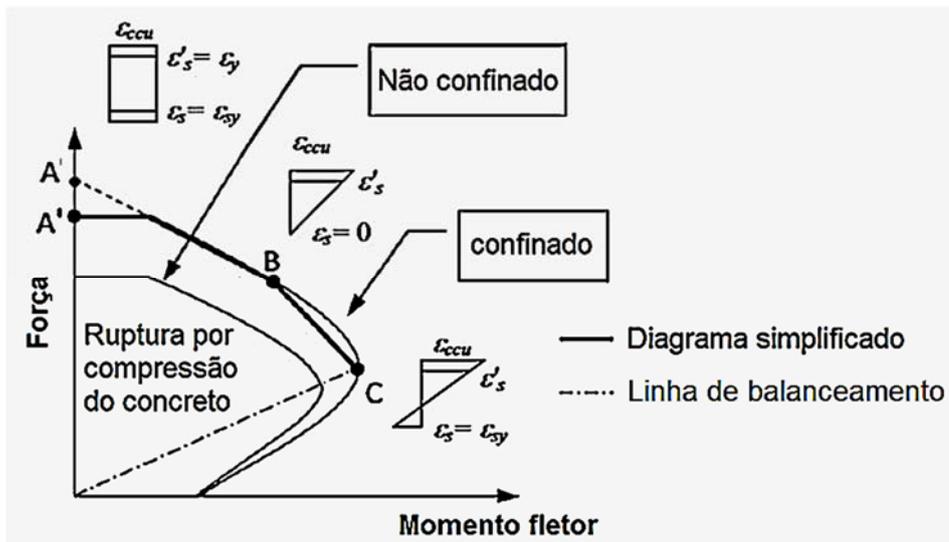


Figura 2.7 – Diagrama de interação momento-normal simplificado para pilares reforçados com PRF proposto por (ROCCA; GALATI; NANNI, 2008)

## 2.10 ALTERNATIVAS PARA O REFORÇO DE PILARES COM SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR

Considerando a baixa eficiência do confinamento em seções retangulares, pesquisadores procuraram alternativas para melhorar o confinamento de pilares com seções retangulares. Yan e Pantelides (2010) propuseram transformar um pilar com seção transversal retangular e relação entre lados igual a três, em seções elípticas, adicionando concreto e envolvendo, posteriormente, o pilar com o PRF. Os pesquisadores testaram diversas combinações variando a relação entre o maior e o menor diâmetro da elipse, como mostrado na Figura 2.8. Como resultado, os pesquisadores constataram ganho de resistência axial com as seções elípticas, verificando que a seção que provê o melhor efeito de confinamento é propriamente a seção circular.

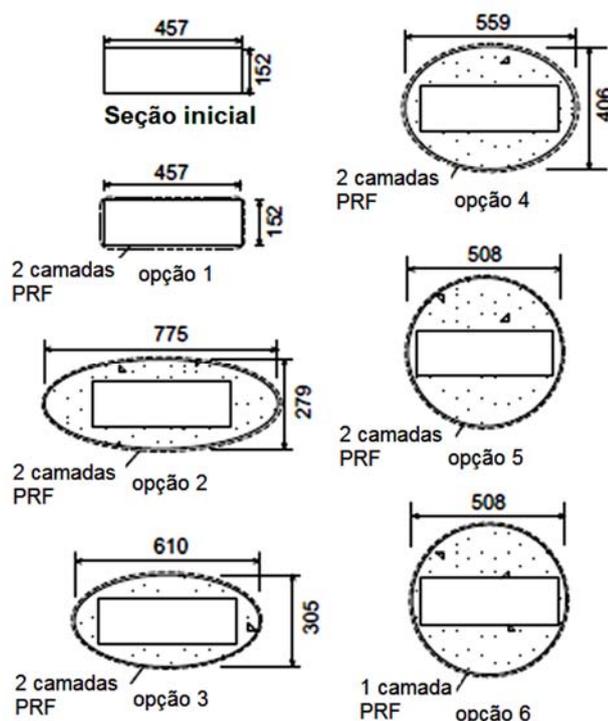


Figura 2.8 - Transformação da seção retangular em seções elípticas para o reforço com PRF (dimensões em mm) [(YAN; PANTELIDES, 2010)]

Apesar dos bons resultados, o procedimento sugerido por Yan e Pantelides (2010) não é uma solução simples de executar, por conta da execução das fôrmas. Além disso, em muitos casos, o espaço adicional que a nova seção irá ocupar pode não ser disponível, pois pode prejudicar, arquitetonicamente, um ambiente de um edifício ou até mesmo uma vaga de garagem.

Ozbakkaloglu (2013) propôs uma nova maneira de confinar pilares de seções retangulares utilizando manta de PRF, porém adicionando camadas adicionais que cortam transversalmente a seção de concreto, como esquematizado na Figura 2.9. Com essa sugestão, o pesquisador obteve ganho no aumento da resistência axial do pilar, a depender do tipo de arranjo escolhido. No entanto, essa solução é destinada ao mecanismo de reforço de pilares a serem construídos já com esse sistema.



Figura 2.9 - Diferentes arranjos de Manta de PRF para pilares com seção transversal retangular [(OZBAKKALOGLU, 2013)]

Diferente de Yan e Pantelides (2010), Tan et al. (2013) propôs uma modificação da seção transversal para melhorar a efetividade do confinamento, mas não transformando a seção em elipses ou círculos e sim adicionando semicírculos junto aos menores lados da seção transversal retangular, como esquematizado na Figura 2.10a. Como resultado final, Tan et al. (2013) conseguiu obter um aumento considerável de resistência axial para pilares com seções retangulares com relação entre lados até um valor igual a três, para os quais a área efetivamente confinada pode ser esquematizada como indicado na Figura 2.10b. Já nas seções com relação entre lados maiores que três, ocorre sobreposição das parábolas que delimitam a área não confinada, diminuindo a área de concreto efetivamente confinado (Figura 2.10c).

Mander, Piestley e Park (1988) dentre outros pesquisadores analisaram e propuseram modelos teóricos de pilares considerando o confinamento promovido pela própria armadura transversal na forma de estribos de vários ramos ou de ganchos adicionais (Figura 2.11) na qual a área efetivamente confinada forma parábolas com inclinação inicial de  $45^\circ$  junto às extremidades do ramo dos estribos. No entanto, esse modelo não se aplica ao reforço de pilares já construídos, contribuindo apenas para a compreensão do mecanismo de confinamento de pilares por meios de estribos que já fazem parte do elemento estrutural.

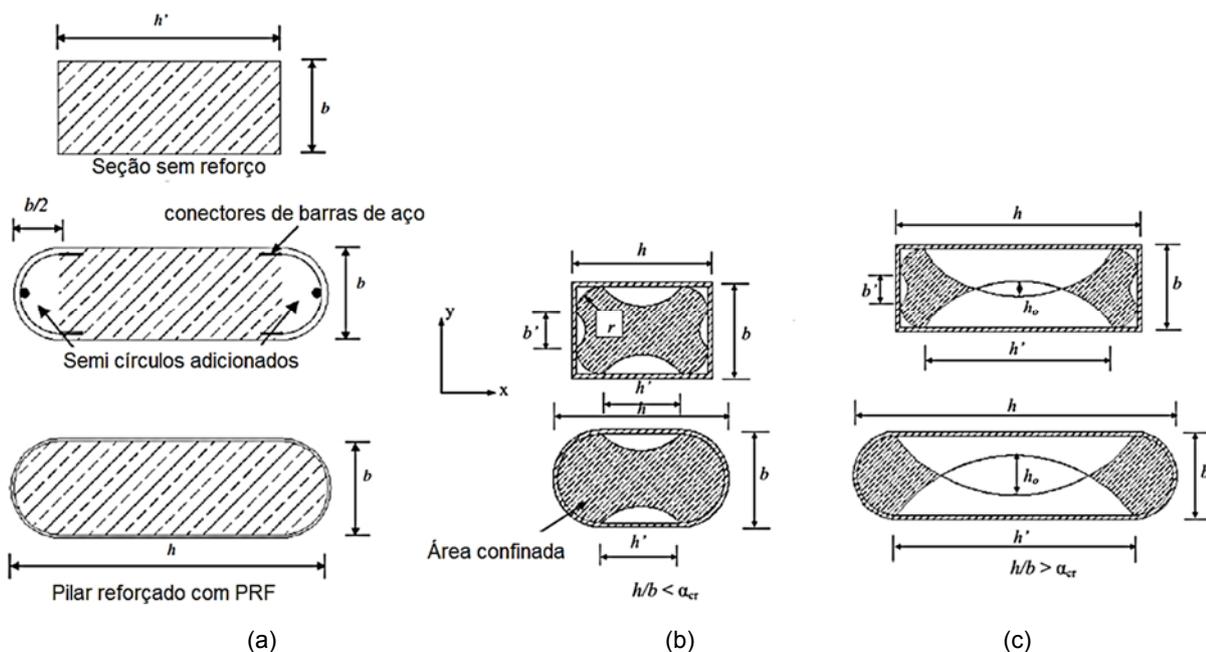


Figura 2.10 - Reforço de pilares retangulares: (a) adicionando semicírculos junto ao menor lado do pilar; (b) delimitação da região efetivamente confinada com relações entre lados menor que três e (c) região efetivamente confinada com relações entre lados maior que três. [(TAN; BHOWMIK; BALENDRA, 2013)]

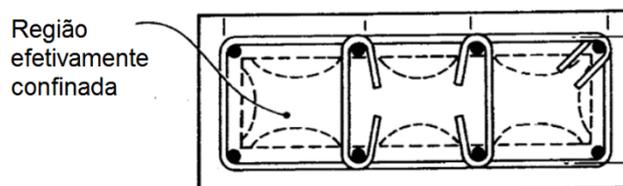


Figura 2.11 - Área efetivamente confinada por estribos com vários ramos ou ganchos adicionais  
 [(MANDER; PIESTLEY; PARK, 1988)]

Mas foi considerando esse mecanismo que Mukherjee et al. (2004) ensaiaram pilares retangulares com relação entre lados aproximadamente igual a dois e propôs que, além do reforço com mantas de PRF na transversal e tiras de longitudinais, fosse utilizado reforço na forma de tirantes transversais de PRF espaçados a cada 15 cm, como esquematizado na Figura 2.12. Os tirantes eram constituídos por tecido de fibra de vidro e ancorados junto ao PRF externo. A ideia não forneceu ganho significativo de resistência axial do pilar por causa da existência desse reforço adicional. No entanto, foi observada menor deformação transversal do concreto, traduzindo em menor arqueamento dos maiores lados da seção transversal. Essa contenção foi maior na região dos tirantes e menor no trecho entre eles.

Apesar de não ter obtido um resultado satisfatório com o reforço com tirantes transversais, Mukherjee et al. (2004) não testaram outras configurações para esses tirantes, como diferentes espaçamentos, até mesmo porque os pilares retangulares tinham seções transversais de 8,5 cm por 18,0 cm e os tirantes foram espaçados em 15,0 cm, que parece ser um grande espaçamento se comparado de maneira proporcional ao espaçamento de estribos em pilares de dimensões usais. Além disso, não foi demonstrada a eficiência da ancoragem utilizada para esses tirantes de PRF, de modo que não houvessem perdas com a ancoragem. Os pesquisadores não descreveram o sistema de ancoragem de maneira detalhada.

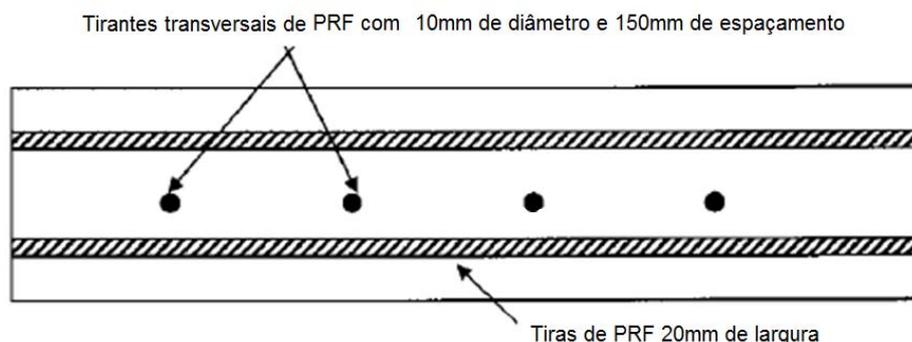


Figura 2.12 - Disposição dos furos transversais preenchidos com PRF  
 [(MUKHERJEE et al., 2004)]

Ilki et al. (2008) também propuseram a utilização de tirantes transversais para melhorar o confinamento de seções quadradas e retangulares com manta de PRF. Além disso, foi proposto um reforço com uma camada adicional de manta de PRF junto aos cantos da seção, como esquematizado na Figura 2.13. Por conta desse reforço adicional foi observado um pequeno aumento na resistência axial desses pilares. No entanto, além de não verificar a eficiência da ancoragem desse reforço adicional, Ilki et al. (2008) não analisaram outras configurações de espaçamento para o reforço e apenas testaram esse mecanismo para seções quadradas e seções retangulares com relação entre maior e menor lado igual a dois, que são tipos de seções que permitem que se obtenha um confinamento considerável apenas pelo uso da manta de PRF envolvendo lateralmente o pilar.

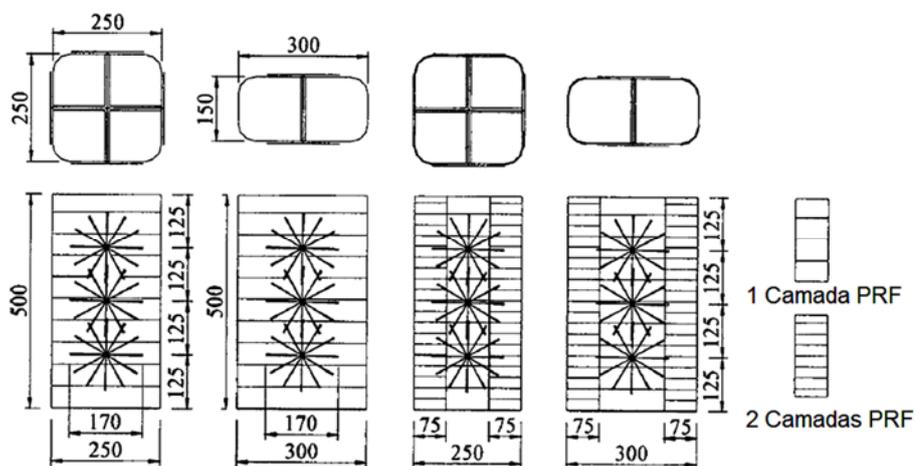


Figura 2.13 - Disposição do reforço de pilares com PRF envolvendo lateralmente o pilar e inserido transversalmente nos pilares (dimensões em mm) [(ILKI et al., 2008)]

Sudano e Hanai (2006) propuseram o reforço com PRF a partir da modificação da seção transversal retangular para seções de formato elíptico e uma seção composta ancorada por tirantes de cordoalhas de protensão e perfil metálico, como indicado na Figura 2.14. Para as duas soluções foi obtido um ganho considerável de resistência, com segundo trecho ascendente. No entanto, do ponto de vista prático ressalta-se a dificuldade de construção dessas fôrmas para transformar uma seção retangular em seções com os formatos propostos. Na Figura 2.14b é possível observar a relativa complexidade do sistema de ancoragem proposto, envolvendo cordoalhas protendidas ancoradas por sistema de cavilhas.

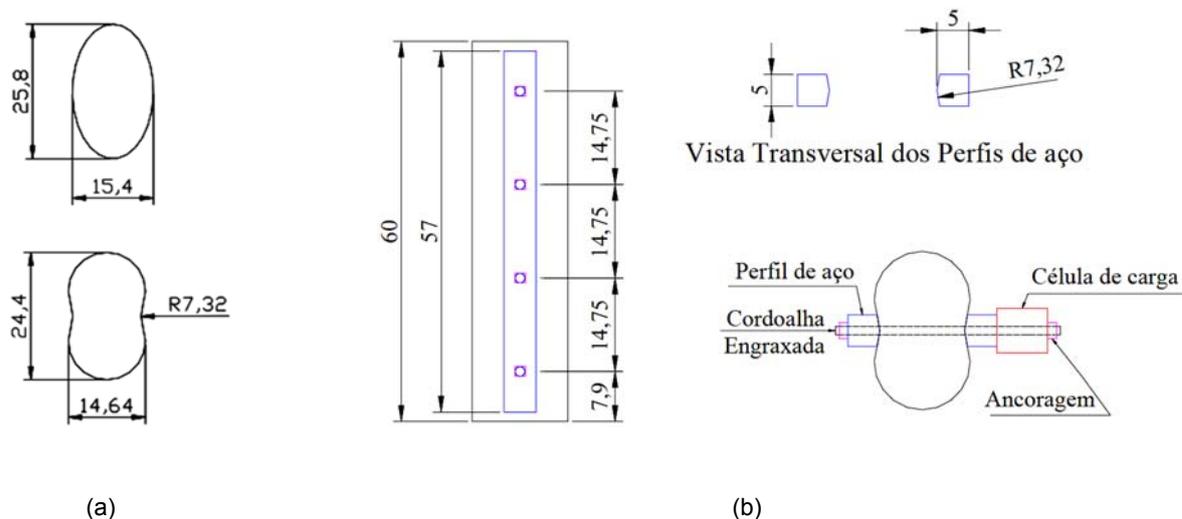


Figura 2.14 – (a) Dimensões das seções elíptica e composta e (b) esquema de ancoragem da seção composta (dimensões em cm) [(SUDANO; HANAI, 2006)]

Alsayed et al. (2014) propuseram a modificação da seção de um pilar retangular com seção retangular de 12,5 cm x 50 cm adicionando faces elípticas junto aos maiores lados da seção, como indicado na Figura 2.15a. Não foi especificado o raio de arredondamento dos cantos. A modificação da seção junto com o reforço de duas camadas de PRF resultou em um aumento de 42% na resistência axial do pilar, sendo que desse total, 17,6% pode ser associado ao aumento da seção transversal de concreto, e não ao ganho por causa do confinamento. Como se pode observar na Figura 2.15b, a força máxima de resistência foi seguida por um trecho descendente. Foi realizada modelagem numérica utilizando o programa computacional ANSYS, sendo obtida boa correlação entre as curvas experimental e numérica. Para o modelo constitutivo do concreto foi utilizado um algoritmo desenvolvido pelos próprios pesquisadores, do qual foi apresentada apenas a curva do concreto. Não foram apresentados os critérios de ruptura utilizados nem o modelo constitutivo considerado.

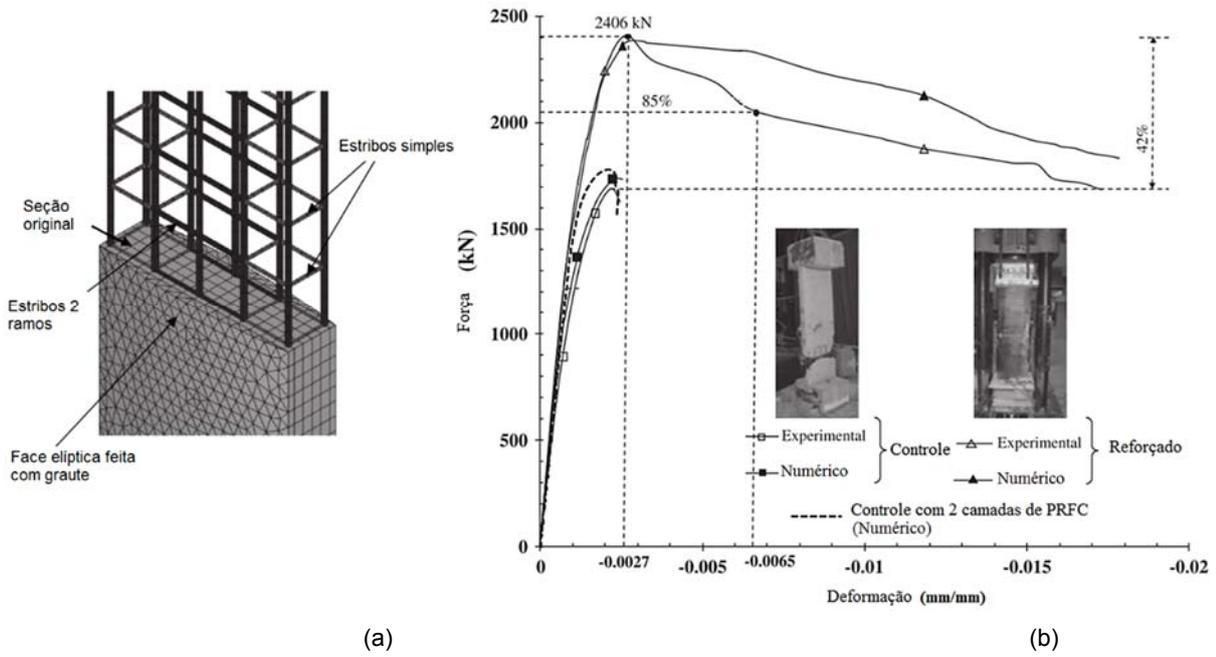


Figura 2.15 – (a) Modificação da seção original do pilar com faces elípticas (esquema da modelagem numérica);  
 (b) Gráfico de correlação das curvas experimentais e numéricas [(ALSAYED et al., 2014)]

### 3 INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES

Neste capítulo são apresentadas as primeiras modelagens numéricas que foram realizadas com o objetivo de se obter um modelo numérico como ferramenta capaz de representar de maneira satisfatória o comportamento do concreto confinado em diferentes configurações de seção transversal, com ou sem excentricidade, que por sua vez possuem regiões confinadas e regiões parcialmente confinadas, ou com baixo índice de confinamento. Optou-se por modelar os pilares ensaiados por Carrazedo (2005) e Sudano e Hanai (2006). Na Tabela 3.1 são apresentados os pilares de Carrazedo, (2005), e na Figura 2.14b é apresentado o esquema do pilar ensaiado por Sudano e Hanai (2006) que mais se assemelha ao sistema proposto no presente trabalho. Todos os pilares ensaiados não possuem armadura passiva de aço.

Tabela 3.1 - Série de ensaios de (CARRAZEDO, 2005)

Série 1 - seção quadrada (150 mm x 150 mm) e r = 10 mm		Excentricidade inicial (mm)		
		0	10	20
Camadas de PRF	0	S00r1	S01r1	S02r1
	1	S10r1	S11r1	S12r1
	2	S20r1	S21r1	S22r1
Série 2 - seção quadrada (150 mm x 150 mm) e r = 30 mm		Excentricidade inicial (mm)		
		0	10	20
Camadas de PRF	0	S00r3	S01r3	S02r3
	1	S10r3	S11r3-a S11r3-b	-
	2	S20r3	S21r3	S22r3
Série 3 - seção retangular (150 mm x 225 mm) e r = 30 mm		Excentricidade inicial (mm)		
		0	x = 30	y = 20
Camadas de PRF	0	R00	R0x3	R0y2
	2	R20	R2x3	R2y2
Série 4 - seção circular (D = 150 mm)		Excentricidade inicial (mm)		
		0		20
Camadas de PRF	0	C00		C02
	1	C10		C12
	2	C20		C22

#### **Nomenclatura dos pilares**

Primeira letra: geometria da seção transversal (S = quadrado; R = retangular; C = circular);

Primeiro número: número de camadas de PRF;

Segundo número: excentricidade inicial (cm) em x ou y

Terceiro número (depois do r): raio de arredondamento dos cantos (cm).

### 3.1 MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS

#### 3.1.1 Concrete Damaged Plasticity

O modelo constitutivo utilizado para representar comportamento do concreto confinado foi o *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* disponível no ABAQUS. Esse modelo de dano acoplado à plasticidade utiliza a função de plastificação proposta por Lubliner et al. (1989) e as modificações propostas por Lee e Fenves (1998). No presente trabalho não são utilizados os recursos de dano do modelo, apenas os critérios de plasticidade. A seguir são apresentados os critérios básicos para a definição do modelo.

##### 3.1.1.1 Superfície de plastificação

A função que define a superfície de plastificação é a seguinte:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (q - 3\alpha p + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})(\hat{\sigma}_{m\acute{a}x}) - \gamma(-\hat{\sigma}_{m\acute{a}x}) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})) \quad (3.1)$$

Sendo:

$p$  - tensão hidrostática efetiva;

$q$  - tensão de Mises equivalente;

$\bar{\sigma}$  - o tensor de tensões efetivas;

$\hat{\sigma}_{m\acute{a}x}$  - vetor de autovalores do tensor  $\bar{\sigma}$ ;

$\tilde{\varepsilon}^{pl}$  - vetor de deformações plásticas equivalentes.

A função  $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$  é dada por:

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (3.2)$$

em que  $\bar{\sigma}_c$  e  $\bar{\sigma}_t$  são as tensões efetivas de compressão e tração efetivas e  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  e  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  são vetores referentes às deformações plásticas na compressão e na tração, respectivamente.

O coeficiente  $\alpha$  é determinado a partir das tensões iniciais de compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{bo}$  e  $\sigma_{co}$ , respectivamente), fornecendo a seguinte equação:

$$\alpha = \frac{\sigma_{bo} - \sigma_{co}}{2\sigma_{bo} - \sigma_{co}} \quad (3.3)$$

De acordo com Lubliner et al. (1989), para o concreto a relação  $\sigma_{bo}/\sigma_{co}$  varia de 1 a 1,16. O coeficiente  $\gamma$  é determinado pela comparação entre o meridiano de compressão e o meridiano de tração. Isso fornece a seguinte equação:

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (3.4)$$

Sendo que o coeficiente  $K_c$  é dado pela relação entre as tensões de Mises no meridiano de tração e pelas tensões de Mises no meridiano de compressão:

$$K_c = \frac{q_{MT}}{q_{MC}} \quad (3.5)$$

Esse coeficiente pode variar de 0,5 a 1. Mas para o concreto é adotado como sendo 2/3. Na Figura 3.1 é mostrada seção transversal para a superfície de plastificação do modelo no plano de Nadai.

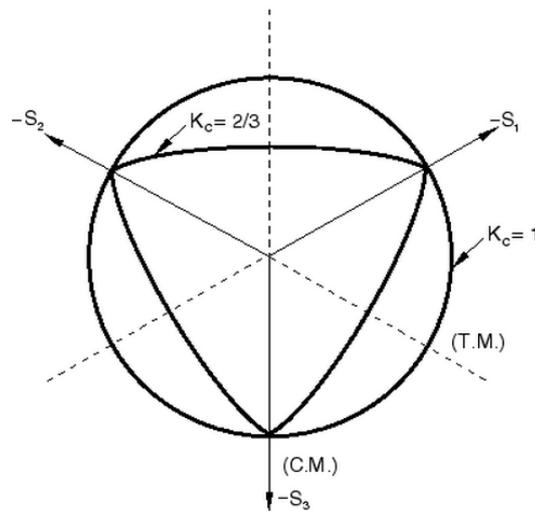


Figura 3.1 - Seção transversal da superfície de plastificação no plano de Nadai.

### 3.1.1.2 Potencial plástico

O potencial de plastificação assume um fluxo não associativo, no qual é utilizada a função hiperbólica de Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{io} \tan \psi)^2 + q^2} - p \tan \psi \quad (3.6)$$

Sendo:

$\sigma_{io}$  - tensão de tração no estado uniaxial;

$\epsilon$  - excentricidade que define a taxa em que a função hiperbólica se aproxima de uma reta assintótica, ou seja, a forma da curva do potencial plástico nos meridianos tende a ser uma reta quando a excentricidade tende a zero. Para o concreto o valor usual é adotado igual a 0,1;

$\psi$  - ângulo de dilatação medido no plano meridional para grandes valores de tensão de confinamento. Para o concreto, varia de 36° a 56°. Em termos práticos, esse ângulo determina a capacidade de expansão do concreto ao sofrer deformações plásticas.

No *Concrete Damage Plasticity* a capacidade de expansão transversal do concreto, ao sofrer deformações de compressão, é governada pelo ângulo de dilatação  $\psi$ , sendo esse comportamento essencial para representar o confinamento passivo do concreto. Fixadas as propriedades da camisa de PRF e curva tensão-deformação do concreto na compressão uniaxial, um aumento do ângulo de dilatação resultaria em maior expansão lateral do concreto e, portanto, em um maior efeito de confinamento.

Ozbakkaloglu et al. (2016) propuseram um modelo que considera o ângulo de dilatação variando em função da pressão lateral de confinamento e do estágio de deformação plástica que o material se encontra, sendo que quanto maior a pressão lateral, menor é o ângulo de dilatação, considerando também que esse ângulo tende a diminuir conforme aumentam as deformações plásticas, como mostrado no gráfico da Figura 3.2. No entanto, esse modelo ainda não se encontra disponível o ABAQUS. Além disso, esses autores analisaram corpos de prova de seção transversal circular confinados com PRF, e que estão sujeitos a uma pressão lateral uniforme. Para a situação de pilares com seção retangular, em que o confinamento não é uniforme, cada região está sujeita a uma pressão confinante diferente e a um nível de deformação plástica diferente, o que demandaria a necessidade de assumir um ângulo de dilatação diferente para cada uma dessas regiões.

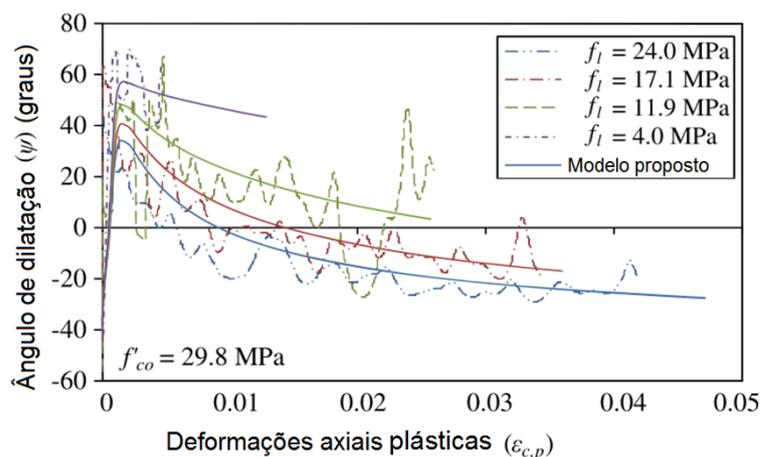


Figura 3.2 - Gráfico do ângulo de dilatação em função no nível de deformação plástica para diferentes níveis de pressões laterais ( $f_l$ ): comparação entre valores experimentais e numéricos propostos por Ozbakkaloglu et al. (2016)

Considerando que se trata de um problema bastante complexo e que este não é o escopo principal da pesquisa, optou-se por adotar um único valor para o ângulo de dilatação e juntamente com esse valor, adotar uma curva tensão-deformação de compressão uniaxial do concreto com declividade adequada, de modo que como resultado final seja possível representar o concreto confinado mantendo um nível de deformações transversais compatível com as deformações medidas experimentalmente na camisa de PRF.

### 3.1.1.3 Lei de encruamento

A lei de encruamento é definida pelo vetor de deformações plásticas:

$$\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{pl} \\ \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_c^{pl} \end{bmatrix} = \hat{h}(\hat{\boldsymbol{\sigma}}_{m\acute{a}x}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \cdot \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} \quad (3.7)$$

Sendo:

$\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{pl}$  - vetor que representa as deformações plásticas equivalentes na tração;

$\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_c^{pl}$  - vetores que representa as deformações plásticas equivalentes na compressão;

$\hat{h}$  - vetor de define a direção do vetor de encruamento;

$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}$  - o vetor de autovalores do tensor de deformações plásticas.

Como dado de entrada do modelo, é necessário fornecer as curvas de tensão de compressão versus deformações plásticas do concreto para o estado uniaxial. Sendo que para o comportamento na tração é possível, de modo alternativo, fornecer apenas a resistência a tração e a energia de fratura na tração.

### 3.1.2 Curva do concreto na compressão

Para a curva do concreto na compressão foi utilizado o modelo fornecido por Wee, Chin e Mansur (1996), pois essa curva é capaz de representar todo o comportamento pós-pico do concreto. A equação está indicada a seguir:

$$\sigma_c = \left[ \frac{k_1 \cdot \beta_o \cdot \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)}{k_1 \cdot \beta_o - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^{k_2 \cdot \beta_o}} \right] \quad (3.8)$$

Sendo:

$$k_1 = \left( \frac{50}{f_c} \right)^3 \quad \text{e} \quad k_2 = \left( \frac{50}{f_c} \right)^{1,3} \quad (3.9) \text{ e } (3.10)$$

$$\varepsilon_o = 0,00078 f_c^{(1/4)} \quad (3.11)$$

$$\beta_o = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{\varepsilon_o \cdot E_c}} \quad (3.12)$$

Em que:

$E_c$  - módulo de elasticidade tangente inicial;

$\varepsilon_c$  - deformação do concreto;

$\varepsilon_{co}$  - deformação de pico do concreto.

Para concretos com resistência abaixo de 50MPa, considera-se  $k_1 = 1$  e  $k_2 = 1$ .

### 3.1.3 Comportamento do concreto na tração

A energia de fratura foi calculada pela equação do CEB-FIB (1993).

$$G_f = G_{fo} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0,7} \quad (3.13)$$

Sendo:

$G_{fo}$  - valor da energia de fratura que varia com o diâmetro máximo do agregado graúdo (Tabela 3.2);

$f_{cm}$  - resistência média à compressão do concreto;

$f_{cm0}$  - igual a 10 MPa.

Tabela 3.2 - Valor de  $G_{fo}$  [(CEB-FIP, 1993)]

diâmetro do agregado (mm)	$G_{fo}$ Mpa.mm)
8	0,025
16	0,030
32	0,058

#### 3.1.4 Comportamento do PRF

Como o tecido de fibra possui um comportamento elástico até a ruptura, foi utilizado um modelo elástico do tipo Lâmina disponível no ABAQUS. Esse modelo é utilizado para materiais ortotrópicos no qual se definem o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson para cada uma das três direções. Como neste caso o tecido é unidirecional, apenas foram considerados os valores na direção das fibras.

#### 3.1.5 Modelagem dos pilares de Carrazedo (2005)

##### 3.1.5.1 Malha de elementos finitos

Os modelos de elementos finitos foram desenvolvidos utilizando o software ABAQUS versão 6.13-2. O concreto foi representado pelo elemento finito sólido tridimensional C3D20R que possui interpolação quadrática para os deslocamentos com vinte nós, três graus de liberdade por nó e de integração reduzida. Para representar a membrana de PRF foi utilizado o elemento de casca tridimensional S8R com oito nós, seis graus de liberdade por nó, integração reduzida. Interação total entre o concreto e o PRF foi considerada pelo comando denominado “*tie*” para considerar o PRF totalmente fixado ao concreto.

Foi modelada apenas uma fatia de 10mm do pilar (ver Figura 3.3). Na extremidade do pilar, o sistema de apoio com rótula de facas foi representado pelo acoplamento cinemático da seção de extremidade com um ponto de referência. Essa restrição possibilita a seção girar em relação ao ponto de referência, permanecendo plana, sem impedir deslocamentos transversais. Tanto para o concreto quanto para o PRF,

a malha de elementos finitos foi gerada utilizando o recurso do *automatic mapped mesh*, de modo que a maior dimensão dos elementos não ultrapassasse 7 mm.

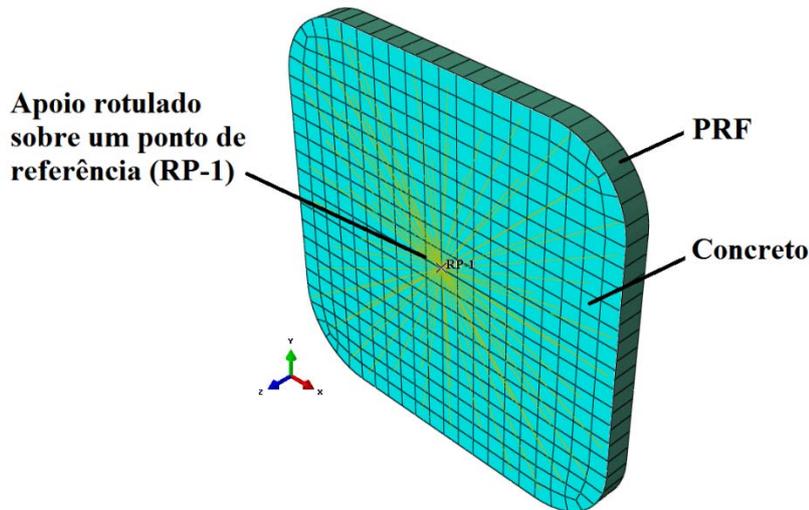


Figura 3.3 - Malha de elementos finitos e condições de contorno típicas para modelagem dos pilares de Carrazedo (2005)

### 3.1.5.2 Propriedades dos materiais

As propriedades do concreto obtidas experimentalmente por Carrazedo (2005) em corpos de prova cilíndricos estão contidas na Tabela 3.3. No entanto, os valores de  $E_c$  e de  $f_c$  foram diferentes dos obtidos nos pilares de reforço, logo, para a modelagem optou-se por usar o valor de  $f_c$  medido nos pilares. Os demais parâmetros utilizados também estão indicados na mesma tabela.

Para  $\epsilon$  e  $\sigma_{co}/\sigma_{bo}$  foram considerados os valores padrões fornecidos pelo ABAQUS (2012), pois observou-se que os mesmos não tiveram influência significativa no tipo de análise realizada.  $G_f$  foi calculado com pela equação do CEB-FIP (1993).

Por meio de várias análises percebeu-se que o parâmetro que mais influência no comportamento do modelo numérico é o ângulo de dilatação, por estar relacionado com a expansão lateral do concreto. Para o concreto analisado, foram testados vários valores, obtendo-se o valor correspondente igual a 47°.

Na Figura 3.4 é mostrada a curva utilizada de tensão de compressão *versus* deformação do concreto obtida a partir da equação de Wee, Chin e Mansur (1996).

Tabela 3.3 - Propriedades do concreto de Carrazedo (2005)

Propriedade	Corpos de prova	Pilares
$f_c$ (MPa)	42,5	36
$f_t$ (MPa)	3,7	-
$E_c$ (MPa)	28550	18231
$\varepsilon_{cl}$	$3,0 \times 10^{-3}$	-
$\psi$ (Graus)	$47^\circ$	
$\epsilon$	0,1	
$\sigma_{co} / \sigma_{bo}$	1,16	
$G_f$ (MPa.mm)	0,066	

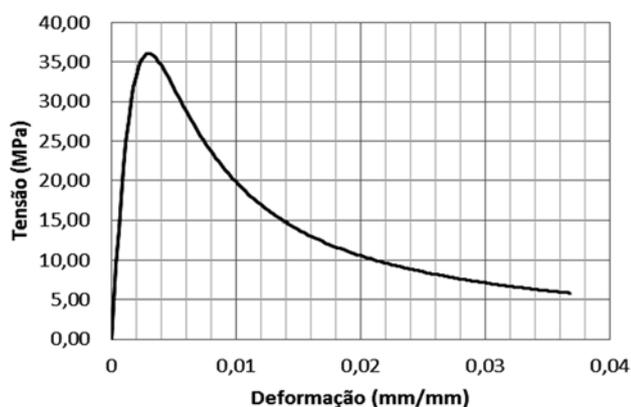


Figura 3.4 - Curva de tensão de compressão deformação do concreto para a modelagem dos pilares de Carrazedo (2005)

A modelagem do PRF foi feita considerando apenas as propriedades do tecido de fibra de carbono, desprezando as propriedades da resina epóxi. Foi utilizado um modelo de lâmina no qual foram inseridas as propriedades do tecido apenas na direção das fibras. O comportamento da fibra foi considerado linear elástico até a ruptura, que foi convencionalizada quando se atinge a deformação limite da fibra. Na Tabela 8.5 são apresentadas as propriedades da fibra medida em corpos de prova.

Tabela 3.4 - Propriedades do tecido de fibra de carbono usado por Carrazedo (2005)

Propriedade	Valor
$f_f$ (MPa)	2757
$E_f$ (MPa)	218950
$\varepsilon_{fu}$	$1,3 \times 10^{-3}$
$t$ (mm)	0,17

### 3.1.5.3 Resultados e análises

Na Figura 3.5 são apresentadas as curvas de força versus deslocamento dos pilares ensaiados por Carrazedo (2005). Na mesma figura são apresentadas as correspondentes curvas obtidas pela modelagem numérica. Para a maioria dos pilares foi possível obter boa correlação entre as curvas numérica e experimental.

Da Figura 3.6 à Figura 3.9 são mostradas as tensões de compressão nas seções intermediárias, obtidas pela modelagem numérica dos pilares ensaiados por Carrazedo (2005) cuja análise permite fazer as seguintes observações:

- Nos pilares circulares com carregamento centrado, observa-se uma distribuição uniforme de tensões de compressão, e para cargas excêntricas ocorreu o deslocamento das tensões de compressão para o mesmo lado da excentricidade, porém sem concentração de tensões;
- Nos pilares de seção transversal quadrada, a região confinada mostrou uma configuração semelhante à indicada tanto na Fib (2001) quanto por Lam e Teng (2003), com parábolas que começam paralelas à diagonal da seção, ou seja, a 45°;
- Nos pilares de seção transversal retangular e carregamento centrado a configuração da região confinada se assemelhou à indicada por Tan et al. (2013) e não com o proposto por Harajli (2006), ou seja, as parábolas se tocam e os maiores valores da tensão de compressão ocorrem apenas junto aos dos pequenos lados e cantos arredondados da seção. Este fato é mais evidente na situação com excentricidade no eixo "x", quando a região confinada se desloca em direção à excentricidade;

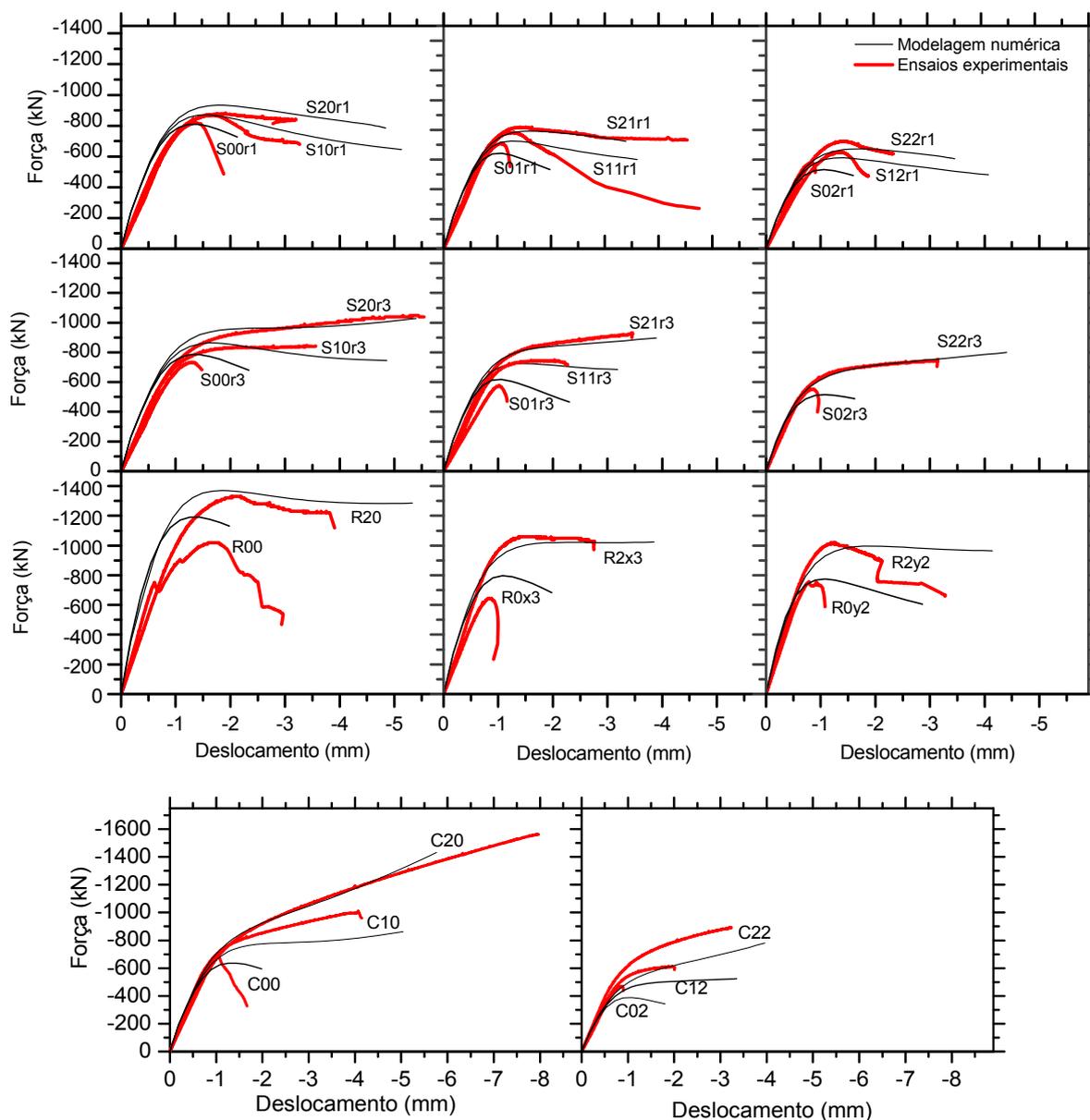


Figura 3.5 – Curvas de força versus deslocamento dos pilares de Carrazedo (2005)

- Para os pilares com força centrada e seção transversal quadrada, os que possuem  $r = 10$  mm tiveram maior concentração de tensão de compressão nos cantos arredondados, mas para o restante da seção o aumento da tensão de compressão não seguiu a mesma proporção. Diferentemente dos pilares com  $r = 30$  mm, em que também ocorre esta concentração de tensões, mas ela esteve associada a um aumento das tensões de compressão significativamente maior em toda a seção. Esta mesma situação pode ser observada para cargas excêntricas, onde a situação com  $r = 30$  mm possibilitou maior incremento de tensões de compressão na região confinada.

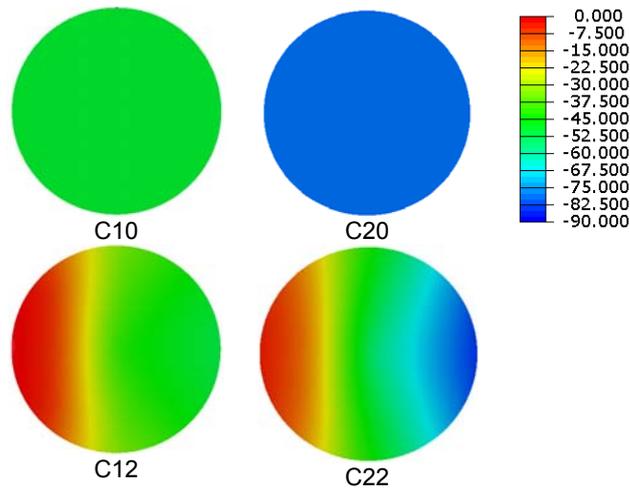


Figura 3.6 – Tensões de compressão nas seções intermediárias dos pilares circulares de Carrazedo (2005) (Valores em MPa)

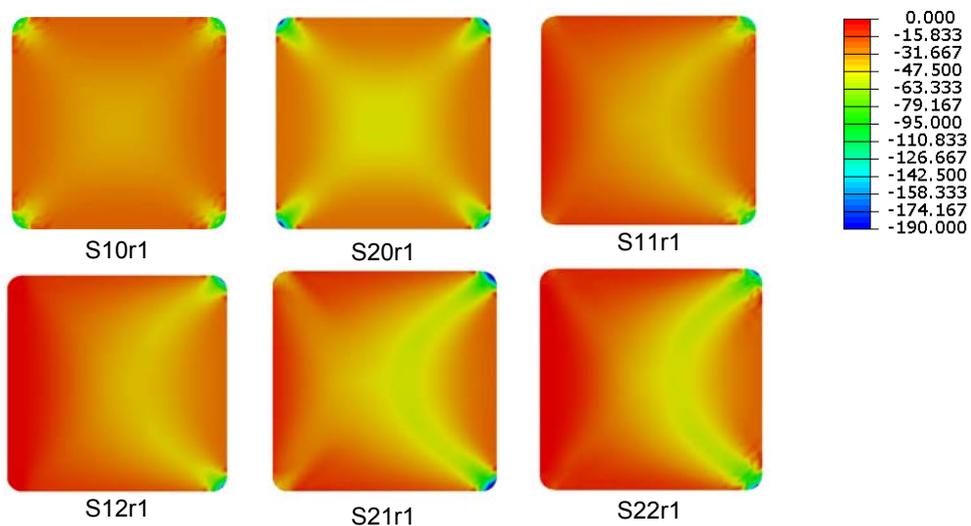


Figura 3.7 – Tensões de compressão nas seções intermediárias dos pilares quadrados e raio de 1cm de Carrazedo (2005). (Valores em MPa)

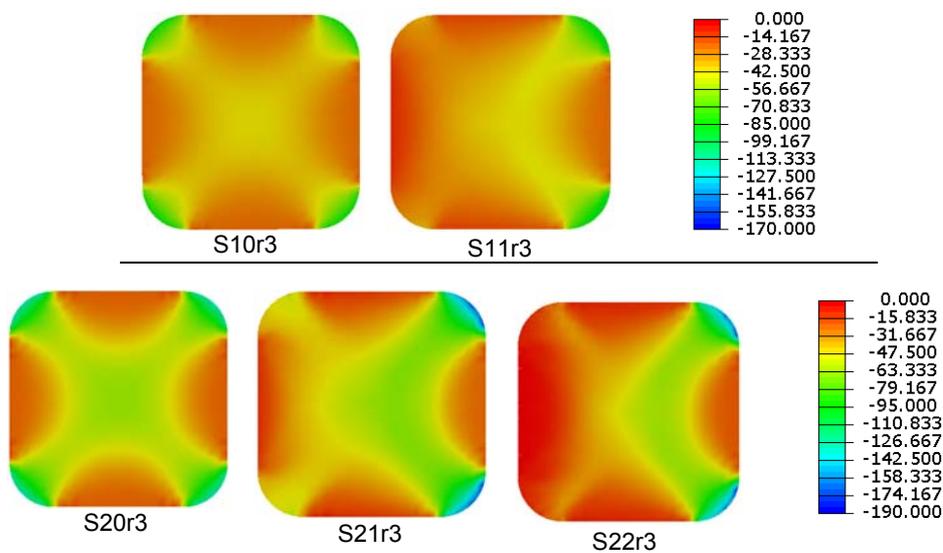


Figura 3.8 – Tensões de compressão nas seções intermediárias dos pilares quadrados e raio de 3cm de Carrazedo (2005). (Valores em MPa)

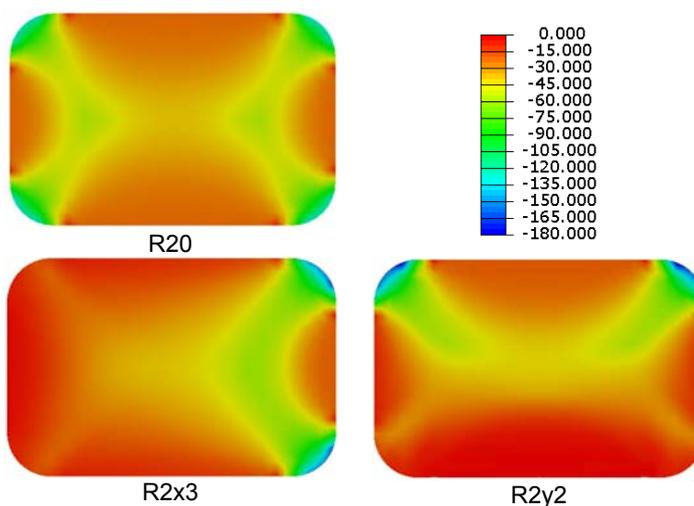


Figura 3.9 – Tensões de compressão nas seções intermediárias dos pilares retangulares de Carrazedo (2005)  
(Valores em MPa)

- Na Figura 3.10 e na Figura 3.11 são mostradas as deformações medidas experimentalmente ao longo do perímetro das seções intermediárias dos pilares em comparação com as obtidas pela modelagem numérica para as situações de força última. É possível observar a boa correlação obtida para as deformações ao longo do perímetro do pilar. Isso demonstra capacidade do modelo numérico em representar a dilatação do concreto de maneira satisfatória para situação de confinamento passivo, tanto para a situação de carregamento centrado quanto para a situação de carregamento excêntrico.

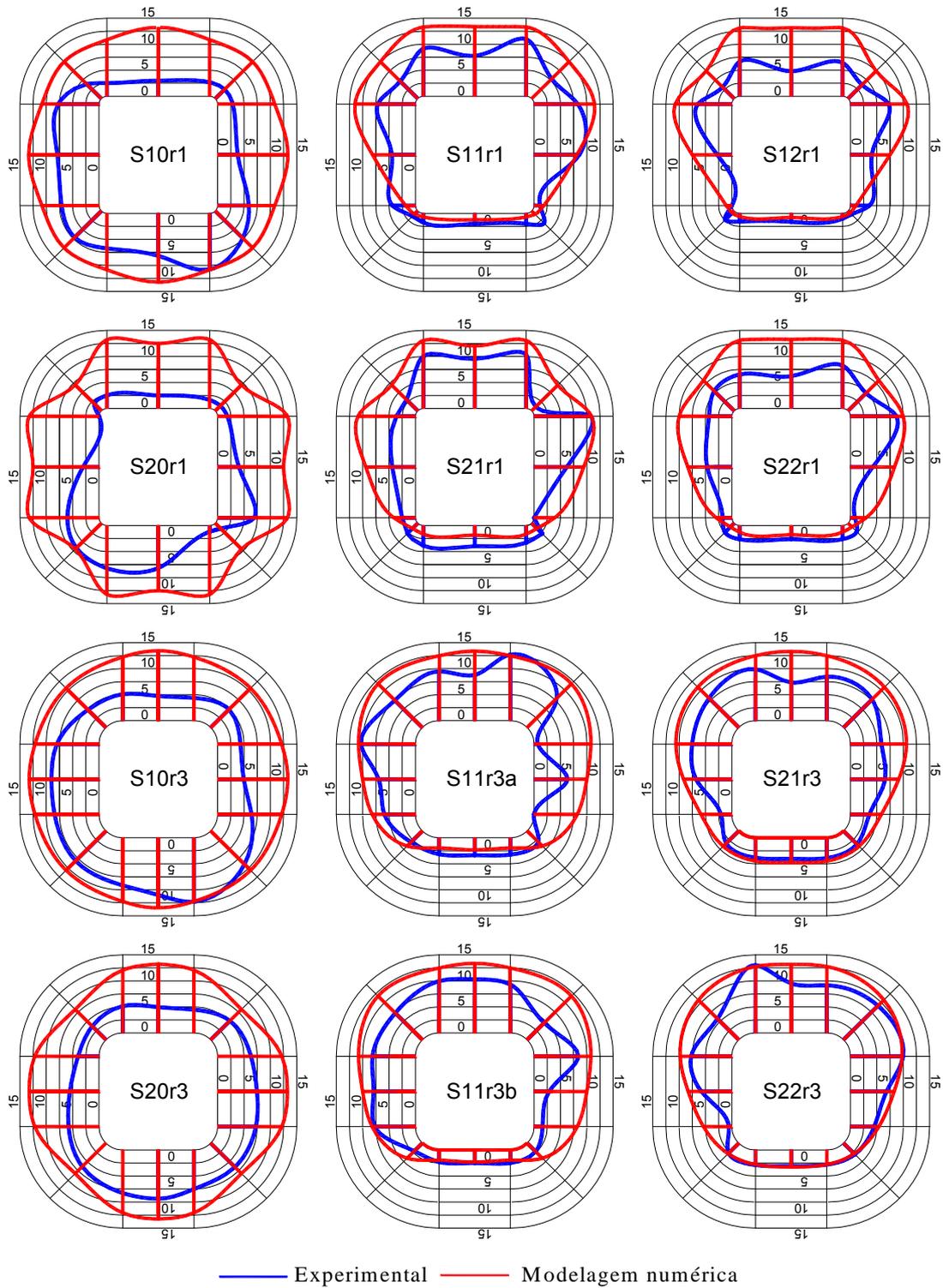


Figura 3.10 – Deformações do PRF no perímetro da seção intermediária dos pilares de Carrazedo (2005)  
(unidades em ‰)

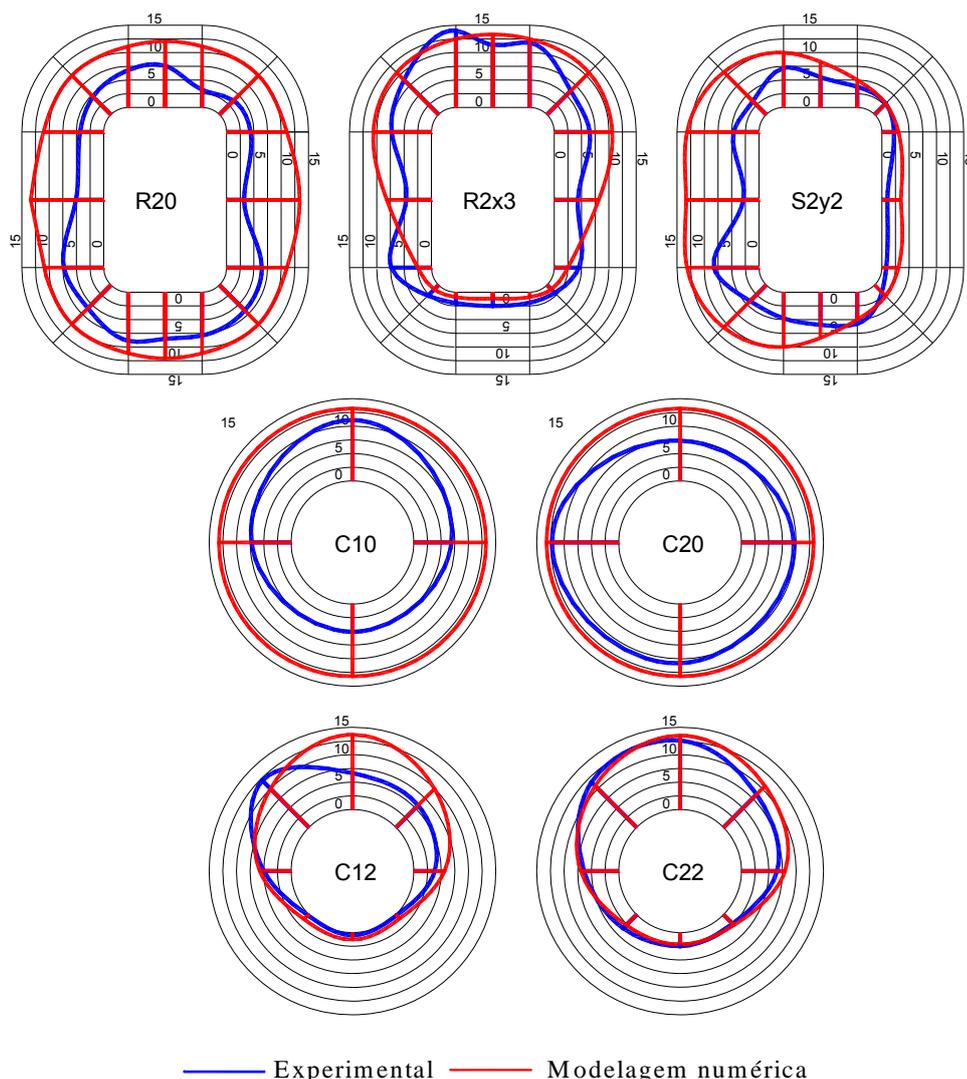


Figura 3.11 – Deformações do PRF no perímetro da seção intermediária dos pilares de Carrazedo (2005)  
(unidades em ‰)

### 3.1.6 Modelagem do pilar de Sudano e Hanai (2006)

#### 3.1.6.1 Malha de elementos finitos

Foi modelada apenas parte do pilar ensaiado por Sudano e Hanai (2006). Foram considerados três planos de simetria, dois desses planos estão localizados nas seções intermediárias entre as cordoalhas, formando uma fatia do comprimento do pilar de 14,75 cm (ver Figura 3.12). O terceiro plano é perpendicular à cordoalha e contém o eixo longitudinal do pilar. Além do concreto e do PRF que foram modelados da mesma maneira que os pilares de Carrazedo (2005), tem-se o perfil de aço que também foi modelada com o elemento finito C3D20R. As dimensões máximas de cada elemento foram consideradas com 15 mm. Para modelar a cordoalha do pilar foi utilizado um elemento finito de treliça T3D2 com dois nós e três graus de liberdade por nó. A ligação do fio com o perfil foi feita pelo recurso

“*coupling*”. Entre o perfil de aço e o PRF foi considerada uma interface de contato com restrição do deslocamento apenas na direção normal à membrana do PRF. Nessa interface foi desprezado o atrito entre o PRF e o perfil de aço, permitindo o deslizamento.

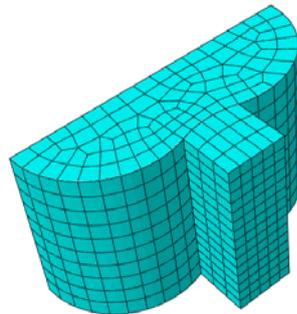


Figura 3.12 - Malha de elementos finitos típica para modelagem do pilar de Sudano e Hanai (2006).

### 3.1.6.2 Propriedade dos materiais

Para a modelagem dos pilares de Sudano e Hanai (2006) foram utilizadas as propriedades medidas nos corpos de prova, no entanto a resistência  $f_c$  teve seu valor multiplicado por 0,9 para adaptar a resistência medida com a resistência do concreto no pilar de referência, não reforçado. Os demais valores calculados são apresentados na Tabela 8.4 e a curva do concreto na Figura 3.13. As propriedades do tecido de fibra de carbono estão apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.5 - Propriedades do concreto consideradas nas modelagem do pilar de Sudano e Hanai (2006)

Propriedade	Valor
$f_c$ (MPa)	29,3
$f_t$ (MPa)	2,87
$E_c$ (MPa)	26065
$\epsilon_{cl}$	$1,8 \times 10^{-3}$
$\psi$ (Graus)	40°
$\epsilon$	0,1
$\sigma_{bo}/\sigma_{co}$	1,16
$G_f$ (MPa.mm)	0,0749

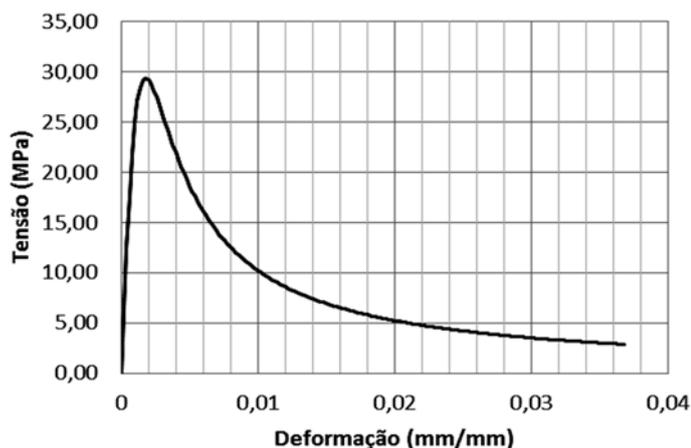


Figura 3.13 - Curva de tensão de compressão deformação do concreto utilizada na modelagem do pilar de Sudano e Hanai (2006)

Tabela 3.6 - Propriedades do tecido de fibra de carbono utilizado por Sudano e Hanai (2006)

Propriedade	Valor
$f_f$ (MPa)	3517
$E_f$ (MPa)	234464
$\varepsilon_{fu}$	0,015
$t$ (mm)	0,5

Para o aço da cordoalha foi utilizado o modelo de plasticidade, no qual se informa a curva do material por meio dos valores de tensão e de deformações plásticas correspondentes. Os valores foram considerados para a cordoalha CP 190 RB 3x5,0 de acordo com a ABNT NBR 7483:2004.

### 3.1.6.3 Resultados e análises

O gráfico da Figura 3.14 demonstra a boa correlação obtida entre as curvas experimental e numérica para o pilar de Sudano e Hanai (2006). Não foi possível ajustar a primeira parte da curva, pois verificou-se que a inclinação da curva experimental corresponde a um módulo de elasticidade do concreto superior a 50 GPa, que não corresponde com a propriedade do concreto utilizado, sendo que esse acréscimo de rigidez pode estar atrelado à contribuição do perfil de ancoragem. Na Figura 3.15 é mostrada a distribuição das deformações no PRF ao longo do perímetro da seção intermediária. Observa-se a boa aproximação entre os valores numéricos e experimentais. No entanto, o modelo numérico não teve boa representatividade das deformações na região de contato entre o PRF e o perfil de

apoio, pois não foi considerado atrito entre essas duas partes. Além disso, o critério de ruptura utilizado no modelo numérico para o PRF representa apenas o estado uniaxial de tensões, e acredita-se que foram concentrações de tensões de tração transversais que levaram à ruptura prematura do PRF nessa região, como mostrado na Figura 3.16. Na Figura 3.17 é mostrada a distribuição das tensões de compressão na seção intermediária do pilar, indicando uma distribuição praticamente uniforme junto ao perímetro arredondado da seção, demonstrando a formação do efeito de membrana e isso ocorreu por conta da ancoragem promovida pela cordoalha. Já na região intermediária, as tensões de compressão ficaram com valores menores.

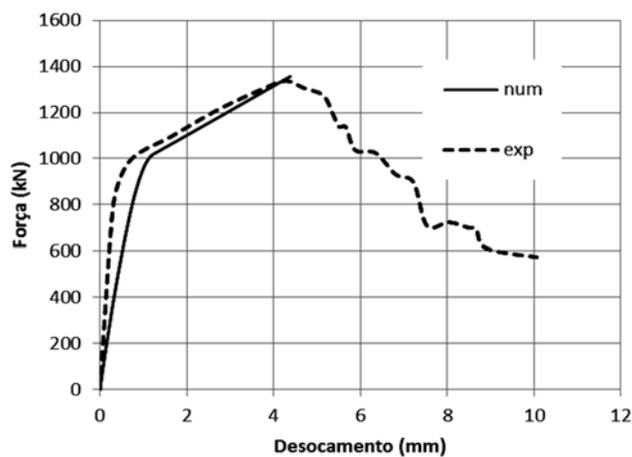
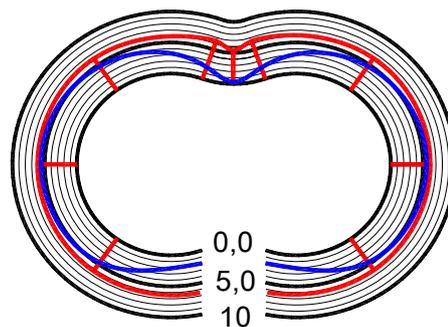


Figura 3.14 – Curvas de força versus deslocamento do pilar de Sudano e Hanai (2006)



— Experimental — Modelagem numérica

Figura 3.15 – Deformações do PRF no perímetro da seção intermediária do pilar de Sudano e Hanai (2006)  
(unidades em ‰)



Figura 3.16 – Ruptura do PRF no pilar de Sudano e Hanai (2006)

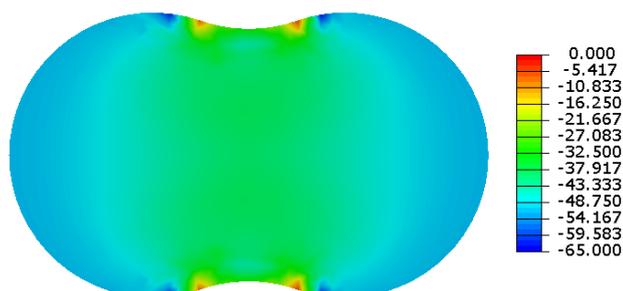


Figura 3.17 – Tensões de compressão na seção intermediária do pilar de Sudano e Hanai (2006) (MPa)

### 3.2 MODELO ANALÍTICO INICIAL PROPOSTO

Como não existem métodos específicos para o dimensionamento desse tipo de reforço, a solução foi adaptar algum método existente na tentativa de se conseguir uma aproximação com os valores obtidos pela modelagem numérica. Dentre diversos métodos analisados, foi escolhido o método de Tan et al. (2013), pois esse método foi desenvolvido especificamente para pilares com seção transversal retangular com grandes relações entre lados e permite considerar valores diferentes para as tensões laterais de confinamento, nos maiores e menores lados. A seguir é apresentado o método de Tan et al. (2013) já modificado.

O coeficiente que relaciona a área da região de concreto confinado e a área total da seção é definido por:

$$k_e = 1 - \frac{\left( \sum_{i=1}^j w_{xi}^2 + w_y^2 \right)}{3A_c} \quad (3.14)$$

Sendo:

$$A_c = b \cdot h;$$

$w_{xi}$  e  $w_{y1}$  como indicados na Figura 3.18;

$j$  o número de tirantes de aço por seção transversal.

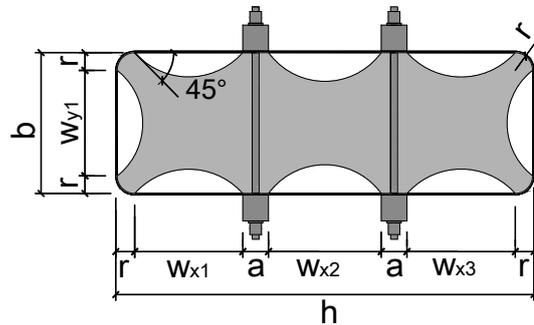


Figura 3.18 – Esquema da região de concreto confinado por tirantes de aço e PRF.

A pressão lateral de confinamento passivo é definida como a tensão média de confinamento em cada uma das direções x e y:

$$f_l = \frac{(f_{lx} + f_{ly})}{2} \quad (3.15)$$

Sendo que na direção x a pressão depende apenas do PRF:

$$f_{lx} = \frac{2 \cdot k_f \cdot n \cdot t_f \cdot E_f \cdot e_{fu}}{b} \quad (3.16)$$

A pressão na direção y depende da média ponderada entre o confinamento provocado pelo PRF e os tirantes para cada região do concreto confinado, como indicado na Figura 3.19.

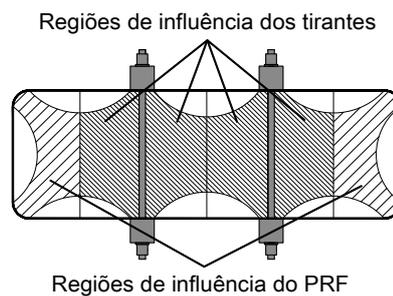


Figura 3.19 – Regiões confinadas sob influência dos tirantes de aço e do PRF

$$f_{ly} = \frac{k_f \cdot n \cdot t_f \cdot E_f \cdot e_{fu} + \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot s} \cdot k_s \cdot f_y \cdot j}{(1 + j) \cdot h} \quad (3.17)$$

Sendo:

$n$  - o número de camadas de PRF;

$t_f$  - a espessura do tecido de fibra;

$E_f$  - módulo de elasticidade da fibra;

$e_{fu}$  - deformação última da fibra;

$\phi$  - diâmetro do tirante;

$f_y$  - tensão de escoamento do tirante de aço.

$k_f$  - coeficiente de eficiência do confinamento promovido pelo PRF;

$k_s$  - coeficiente de eficiência do confinamento promovido pelo tirante.

De acordo com a recomendação de Tan et al. (2013), para relações de  $h/b \geq 2$ ,  $k_f$  pode ser tomado com valor igual a 0,2. No entanto, é necessário avaliar se esse valor será o mesmo para os pilares reforçados com PRF e tirantes de aço. Para o valor de  $k_s$ , como não se possui uma referência bibliográfica para esse valor, a única maneira de se obter um valor inicial de referência será pela consideração da relação entre a tensão no tirante correspondente à resistência do pilar obtida por meio da modelagem numérica e a tensão de escoamento do aço do tirante.

A tensão do concreto confinado é obtida pela seguinte equação:

$$f_{cc} = f_{co} + 4,5 \cdot f_l \cdot k_e \quad (3.18)$$

A resistência do pilar pode ser calculada pela equação:

$$F = f_{cc} \cdot A_c \quad (3.19)$$

### 3.3 ENSAIO PILOTO

Com base em um modelo numérico desenvolvido, como descrito anteriormente, deu-se início à definição do ensaio piloto com o intuito de se obter os primeiros indicativos do comportamento estrutural do novo sistema de reforço.

Definiu-se que seriam ensaiados três pilares: P1 sem reforço, P2 apenas com o reforço de PRF e P3 com reforço de PRF e tirantes de aço. A seção transversal retangular foi definida de modo que os lados tenham relação de 1:3. Definiu-se que a seção seria de 12 cm x 36 cm. A altura foi determinada como sendo 72 cm, de modo a se obter um pilar curto solicitado com força centrada. Os cantos das seções

foram arredondados com um raio de 1,5 cm, que é o menor raio de arredondamento permitido pelo ACI 440.2R-08 .

Na Figura 3.20 são mostrados os esquemas de montagem dos pilares-piloto. Como a seção do pilar possui a relação de 1:3, foram colocados dois tirantes para promover o confinamento lateral do concreto no maior lado da seção. Os tirantes foram ancorados por um perfil de aço utilizando porcas nas duas extremidades.

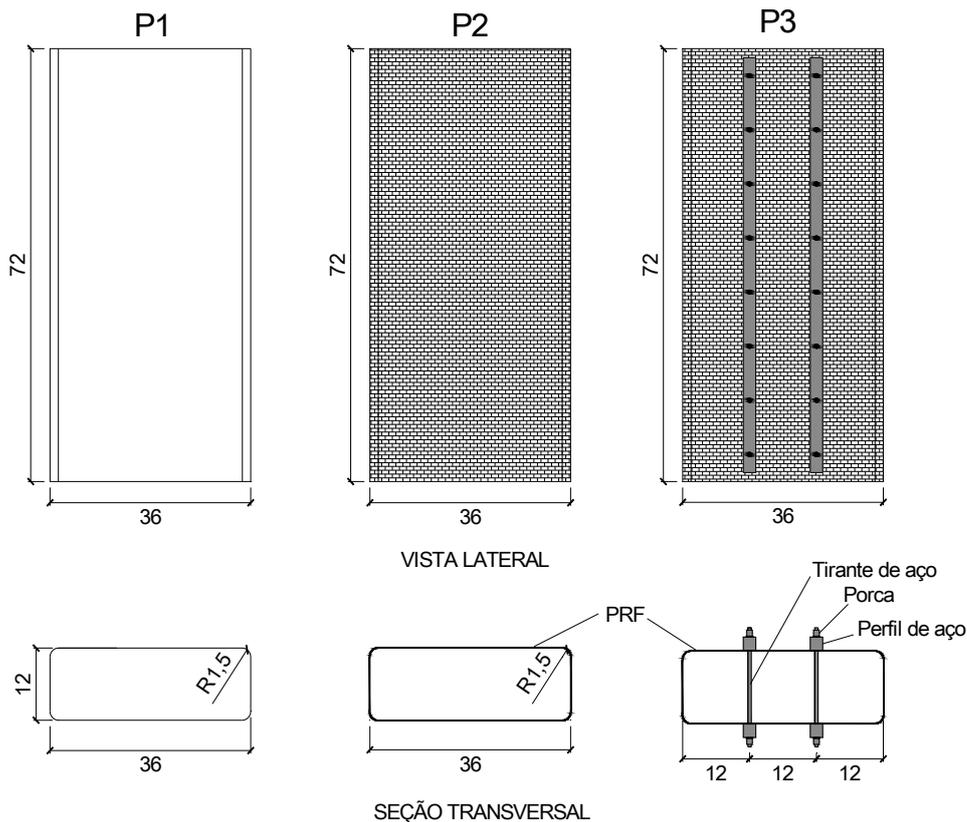


Figura 3.20 - Dimensões dos pilares ensaiados (dimensões em cm)

### 3.3.1 Modelagem preliminar dos pilares piloto

A definição do número de camadas de PRF, do diâmetro dos tirantes e a seção do perfil de ancoragem foi feita por meio de modelagens preliminares em elementos finitos utilizando o ABAQUS. A modelagem foi feita tomando como referência todos os critérios utilizados no modelo desenvolvido, como apresentado no capítulo anterior. Inicialmente foi considerado um concreto com resistência à compressão igual a 30 MPa. Para os tirantes considerou-se a possibilidade de utilizar fios de protensão de 6 mm ou 8 mm de diâmetro de aço do tipo CP 160 RB para um espaçamento longitudinal fixado em 9 cm. Para os perfis considerou-se a

possibilidade de utilizar perfis de seções transversais 31,78 mm x 6,35 mm, 31,78 mm x 9,78 mm ou 22,2 mm x 22,2 mm do aço tipo SAE 1020.

Na Tabela 3.7 são mostrados as propriedades mecânicas e parâmetros utilizados para o concreto, cujos valores foram obtidos a partir das recomendações do CEB-FIP (1993). Os demais parâmetros do concreto foram definidos tomando como referência as modelagens anteriores. Na Figura 3.21 é apresentada a curva de tensão de compressão *versus* deformação para o concreto.

Tabela 3.7 – Propriedades mecânicas e parâmetros utilizados para o concreto

Propriedade	Valor
$f_c$ (MPa)	30
$f_t$ (MPa)	2,91
$E_c$ (MPa)	31008
$\epsilon_{cl}$	$2,22 \times 10^{-3}$
$\psi$ (Graus)	50°
$\epsilon$	0,1
$\sigma_{bo}/\sigma_{co}$	1,16
$G_f$ (MPa.mm)	0,0560

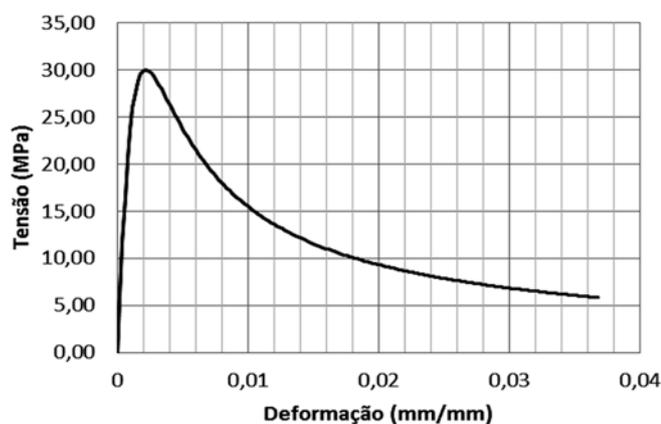


Figura 3.21 - Curva de tensão de compressão deformação do concreto pilares piloto

Para o aço dos tirantes foi considerado a curva de tensão versus deformação mostrada na Figura 3.22a. Para o aço do perfil de ancoragem foi considerado o comportamento elastoplástico perfeito como mostrado na Figura 3.22b. Para ambos os aços foi considerado módulo de elasticidade tangente inicial de 210 GPa.

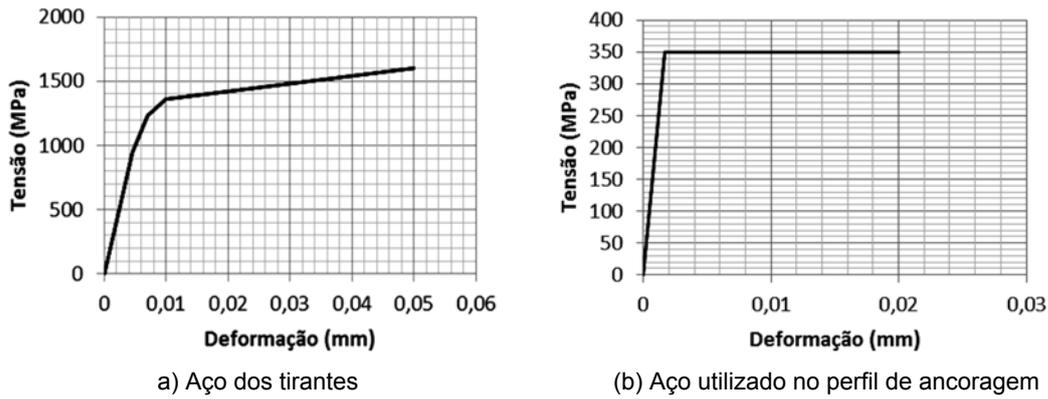


Figura 3.22 - Curva de tensão *versus* deformação do aço adotadas para os aços

Para o PRF considerou-se o tecido de fibra de carbono com as mesmas propriedades que foram utilizadas para modelar os pilares de Carrazedo (2005), como indicado na Tabela 3.4.

Utilizando o artifício da simetria para o pilar P3, foi modelou-se apenas 1/4 da seção transversal do pilar e apenas um trecho de 9 cm do comprimento de pilar, que é a distância entre as seções localizada entre dois tirantes consecutivos. Na Figura 3.23 são apresentados os esquemas da modelagem e a malha de elementos finitos utilizada. As dimensões máximas utilizadas para os elementos finitos foram de 10 mm. Os critérios utilizados para a montagem da modelagem numérica foram semelhantes ao utilizado na modelagem do pilar de Sudano e Hanai (2006), como descrito anteriormente, com a diferença que o perfil de ancoragem foi modelada com o elemento de casca S8R, e para interação do perfil com o PRF foi utilizado contato sem a consideração de atrito.

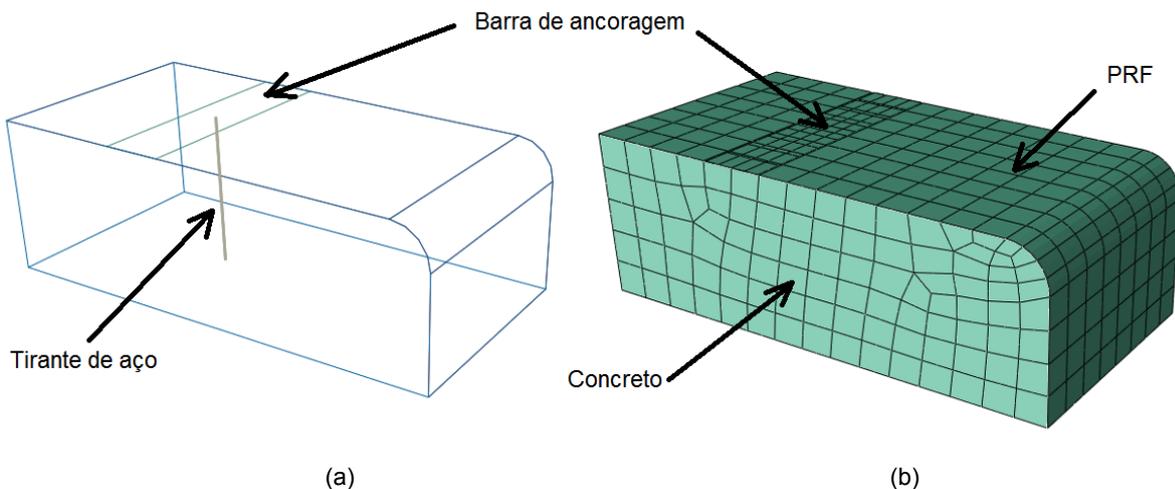


Figura 3.23 – (a) Esquema de modelagem e (b) malha de elementos finitos

Para verificar a capacidade dos perfis de ancoragem em transmitir longitudinalmente as tensões de confinamento, eles foram analisados considerando a situação de três camadas de PRF e tirante com 8 mm de diâmetro. Pelo gráfico da Figura 3.24 é possível perceber apenas que o perfil de 31,78 mm x 6,35 mm gerou a menor resistência, sendo que as demais proporcionaram o mesmo ganho de resistência para o pilar. No entanto, se for analisada a configuração das tensões de compressão na seção do pilar (Figura 3.25), observa-se que apenas o perfil de 22,2 mm x 22,2 mm teve rigidez suficiente para transmitir tensões de compressão laterais ao longo de todo o pilar.

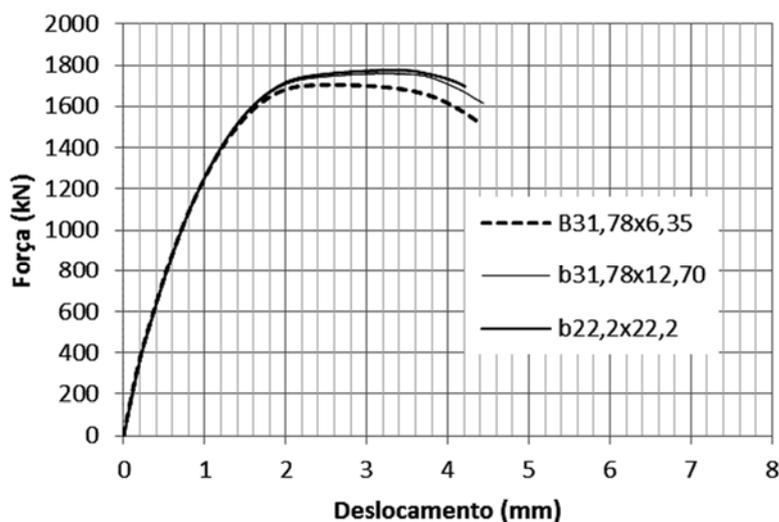


Figura 3.24 - Gráfico de força *versus* deslocamento para os pilares com tirantes de 8mm de diâmetro e três camadas de PRF para diferentes tipos de perfis de ancoragem.

Analisando os gráficos da Figura 3.26 é possível verificar que os pilares reforçados apenas com duas ou três camadas de PRF apresentaram um pequeno ganho de resistência em relação ao pilar sem reforço, mas tiveram o segundo trecho decrescente. Apenas o pilar com tirante de 8mm e três camadas de PRF apresentou segundo trecho crescente, indicando que essa seria a configuração mínima para o reforço desse pilar. Portanto, esse foi o reforço adotado para o pilar P3.

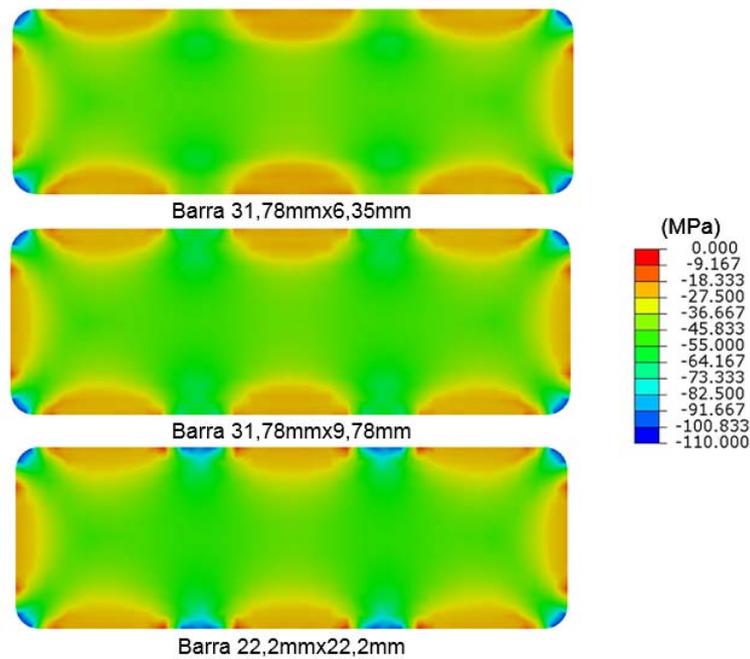


Figura 3.25 - Tensões mínimas (compressão) da seção transversal dos pilares (localizada na porção intermediária entre a seção que contém os tirantes) para diferentes tipos de perfis de ancoragem.

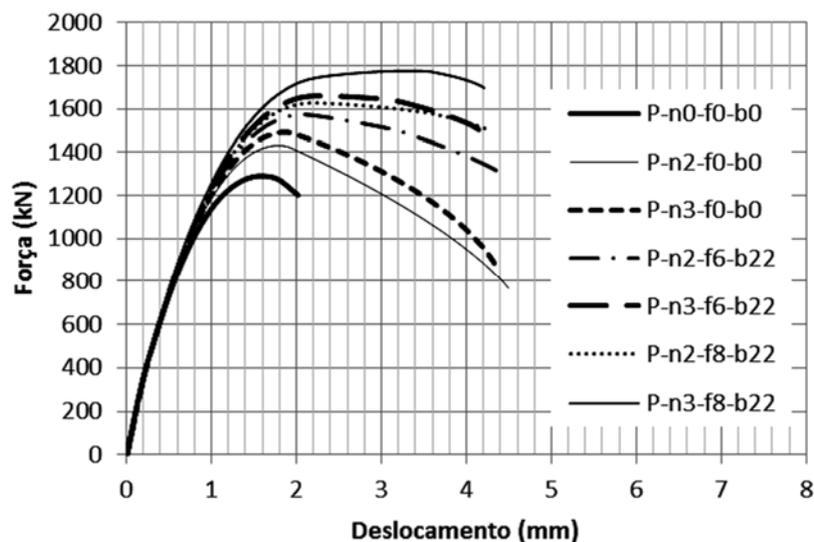


Figura 3.26 - Gráfico de força versus deslocamento para os pilares-piloto para diferentes configurações de reforço, sendo “n2” duas camadas de PRF, “f6” tirante com 6mm de diâmetro e “b22” perfil de 22,2mmx22,2mm.

### 3.3.2 Previsão analítica da resistência para o ensaio piloto

Utilizando o modelo analítico apresentado anteriormente, foi feita a previsão da força máxima de resistência para o pilar P3 do ensaio piloto. Para isso foram utilizados os mesmos dados considerados na modelagem numérica, considerando também que para o coeficiente  $k_f$  foi considerado o valor de 0,2 recomendado por Tan et al. (2013). Para o valor de  $k_s$ , foi considerado como a relação entre a tensão no tirante

correspondente à resistência do pilar (obtida por meio da modelagem numérica) e a tensão de escoamento do aço do tirante. Sendo assim, de acordo com o gráfico mostrado na Figura 3.27, para um deslocamento de 3,3mm (situação que corresponde à força máxima no pilar), tem-se uma tensão no tirante de 921MPa, gerando assim  $k_s = 0,677$ .

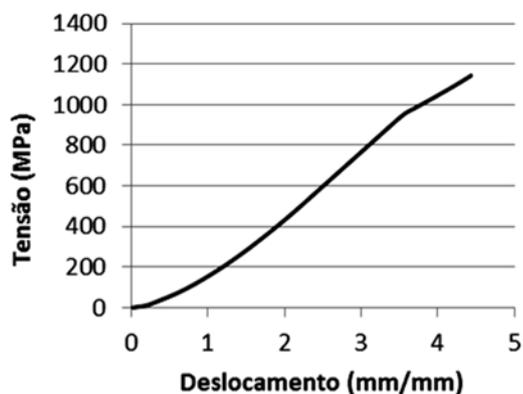


Figura 3.27 – Tensão de tração no tirante de aço versus deslocamento aplicado no topo do pilar.

Como resultado na previsão do pilar P3, obteve-se analiticamente uma resistência de 1806kN, sendo que por meio da modelagem numérica obteve-se um valor de 1775kN. Logo, a diferença entre esses valores foi de +1,71%.

A partir dessas investigações, deu-se prosseguimento ao ensaio piloto.

### 3.3.3 Preparação do ensaio

#### 3.3.3.1 Materiais utilizados

Foi utilizado um concreto convencional com traço inicialmente projetado para uma resistência de 30 MPa, como indicado na Tabela 3.8. O volume de concreto foi de 120 litros.

Tabela 3.8 - Traço do concreto

Traço em massa (kg)	
Cimento CPV ARI	1
Areia (quartzosa)	2,42
Brita 1 (basalto)	2,58
Água	0,7

A fibra de carbono utilizada foi do tipo TEI-300 (Figura 3.28a) fabricada pela *TEI Composites*, e como matriz do compósito foi utilizada resina epóxi Sikadur 330 doada pela empresa SIKA (Figura 3.28b).



Figura 3.28 - (a) Tecido de fibra de carbono TEI-300; (b) Resina Epóxi Sikadur 330

As fôrmas foram construídas com chapas de compensado fixadas com parafusos para facilitar a desforma. Os cantos arredondados foram feitos de cano de PVC fixados com massa plástica. Na Figura 3.29 são apresentadas as dimensões e as fôrmas montadas.

Na Figura 3.30 são apresentadas as dimensões dos componentes metálicos do pilar P3. A rosca foi realizada com diâmetro nominal de 7 mm. As porcas foram feitas a partir de perfil sextavada de aço SAE 1020, pois não se encontrou no mercado uma porca de 7 mm de diâmetro feita de aço com resistência necessária para ancorar a força do tirante. Para contornar o problema, foram usinadas porcas com grande curso de rosca. Na Figura 3.31 são mostradas as peças acabadas.

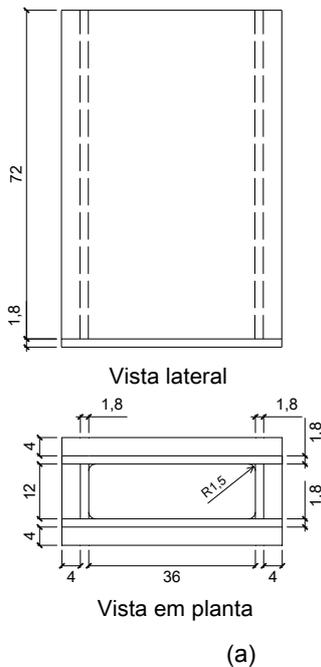


Figura 3.29 - Fôrmas dos pilares (a) dimensões (b) fôrmas acabadas

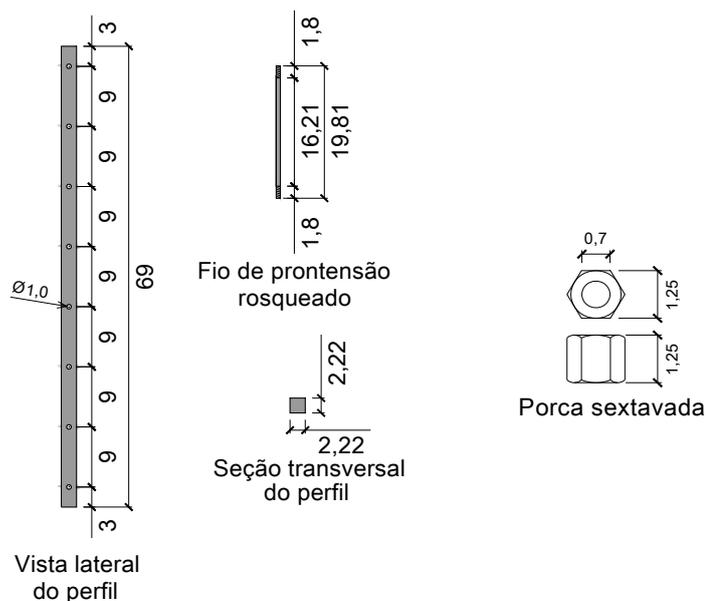


Figura 3.30 - Dimensões do perfil de aço, dos tirantes e da porca sextavada (dimensões em cm)



Figura 3.31 - (a) Tirante de aço instrumentado; (b) perfil de aço instrumentado.

### 3.3.3.2 Concretagem

Foi utilizada betoneira do tipo basculante (Figura 3.32a). Durante a mistura ensaio *slump test* foi de 7,5 cm (Figura 9.15c). Para a concretagem do pilar P3, que possui os tirantes, estes foram posicionados em por meio de furos feitos nas laterais da forma e centralizados com a ajuda das porcas, como indicado na Figura 3.32d. A concretagem foi feita pelo topo do pilar e o adensamento foi feito com auxílio de vibrador de agulha (Figura 3.32e). O topo dos pilares foi protegido com saco plástico por 7 dias, data na qual os pilares foram desenformados. Juntamente com os pilares foram concretados seis corpos de prova cilíndricos, com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, para a caracterização do concreto, esses corpos de prova foram mantidos em câmara úmida até uma data próxima à do ensaio.

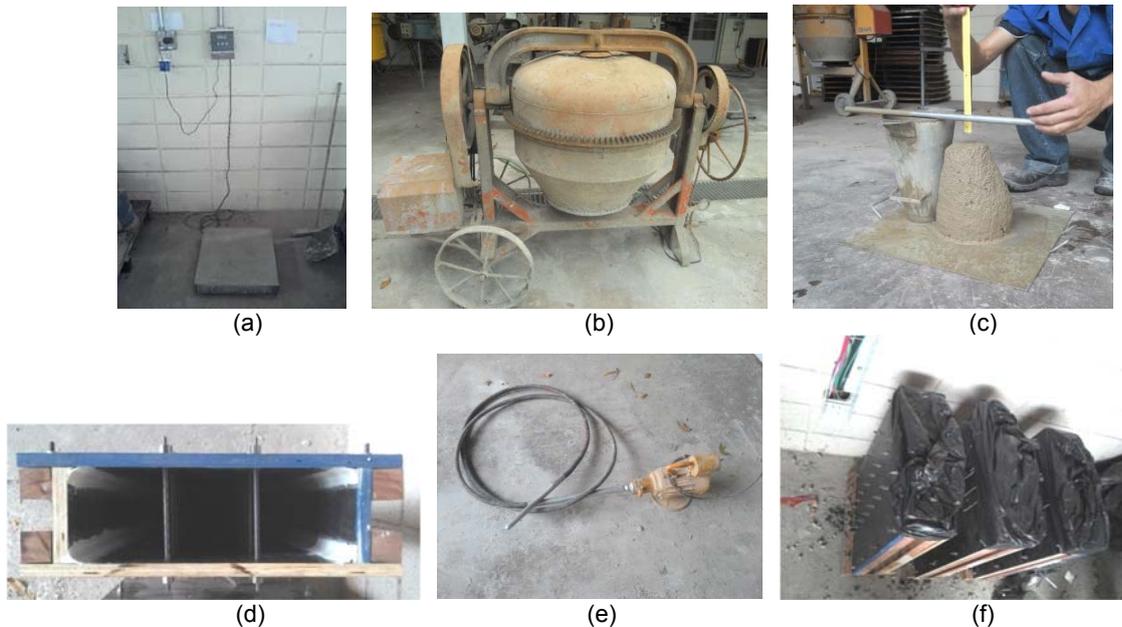


Figura 3.32 - Concretagem: (a) Balança; (b) Betoneira; (c) *Slump test*; (d) Posicionamento dos tirantes do pilar P3; Vibrador de agulha; (e) cura dos pilares.

### 3.3.3.3 Execução do reforço com PRF

Após a desforma dos pilares, os cantos arredondados foram lixados para eliminar qualquer saliência que pudesse levar à ruptura prematura do PRF. O tecido foi cortado no comprimento necessário para fazer as três camadas de maneira contínua mais 10 cm de traspasse. O encamisamento dos pilares foi feito considerando que o consumo foi de  $1 \text{ kg/m}^2$  para a colagem da primeira camada e de  $0,7 \text{ kg/m}^2$  para a aplicação das camadas subsequentes. Antes da aplicação de cada camada subsequente, cuidou-se para fixar bem a camada anterior apertando com um rolo rígido. Como o rolo de tecido de fibra de carbono possui apenas 60 cm de largura, foi necessário adicionar uma tira de 12 cm para completar toda a altura do pilar, o que foi feito seguindo os mesmos passos descritos anteriormente.

Como no pilar P3 havia as pontas dos tirantes, juntamente com os fios dos extensômetros internos do pilar, foi necessário abrir os pontos de costura do tecido no ato de fixação do tecido. Deste modo, as fibras contornaram os tirantes mas não precisaram ser interrompidas. Posteriormente foram colocadas tiras adicionais para reforçar essa região, como mostrado na Figura 3.33a. Além disso, na região de instrumentação do PRF, adicionou-se uma camada extra da resina epóxi possibilitando o lixamento e preparação para a fixação dos extensômetros sem que isso danificasse as fibras (Figura 3.33a). A retificação das extremidades do pilar foi feita com massa plástica. Para isso utilizou-se uma placa de vidro revestida de filme plástico (Figura 3.33b). Durante esse processo, utilizou-se o nível de mão para

colocar o pilar na posição vertical e também assegurar que a placa de vidro estivesse na horizontal.



Figura 3.33 - (a) Encamisamento do pila P3; (b) Retificação da extremidade dos pilares.

Para evitar a ocorrência de vazios entre o PRF e o perfil de aço, adicionou-se uma espessa camada de resina epóxi entre eles. Em seguida fixou-se o perfil de aço com as porcas, deixando que o excesso de resina fosse expelido, o qual foi retirado posteriormente. O torque aplicado nas porcas não foi medido, uma vez o objetivo era apenas de apoiar a porca no perfil, eliminando acomodações iniciais. Por ser um pequeno valor de torque, o torquímetro mais sensível disponível no laboratório não foi capaz de medir esse valor.

#### 3.3.3.4 Instrumentação dos pilares

Nos pilares, o PRF e as partes metálicas foram instrumentados com extensômetros elétricos do tipo KFG-5-120-C1-11 da marca KYWOA, cujo posicionamento está indicado na Figura 3.34. Somente quatro tirantes, que se posicionam na porção intermediária do pilar, foram instrumentados. Também foram posicionados, na parte central do pilar, quatro transdutores de deslocamento, na linha que divide o lado do pilar e o início do arredondamento dos cantos com base de leitura de 22 cm (Figura 3.35).

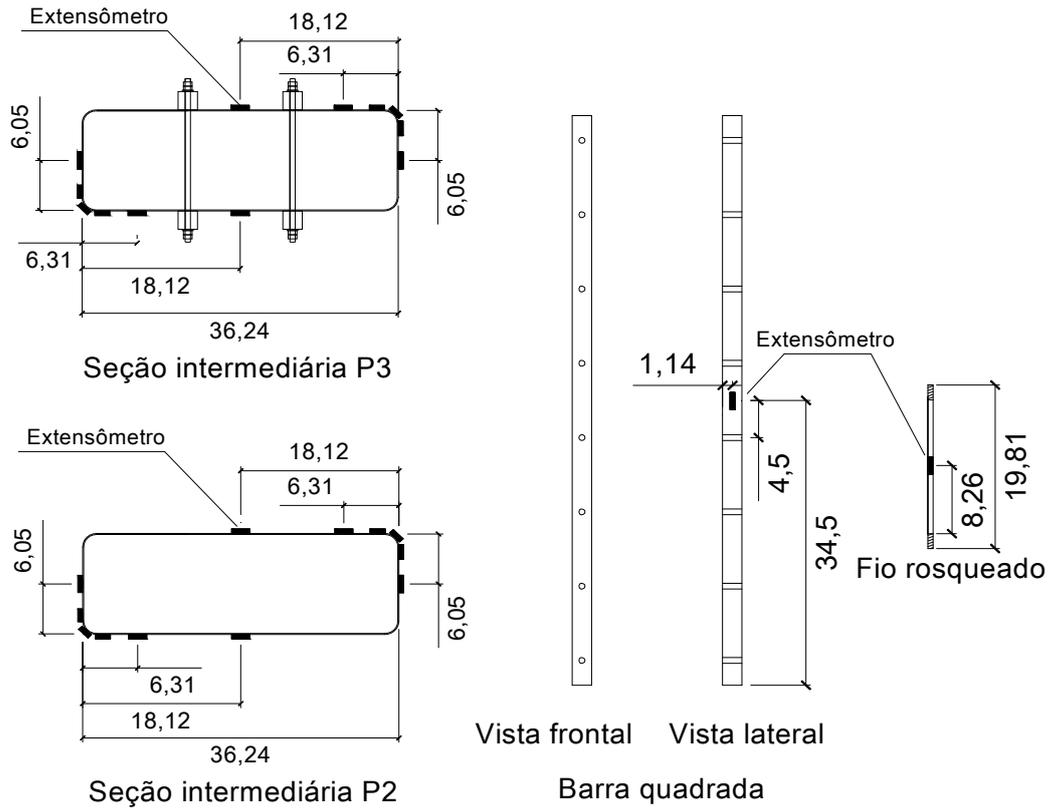


Figura 3.34 - Posicionamento dos extensômetros nos pilares

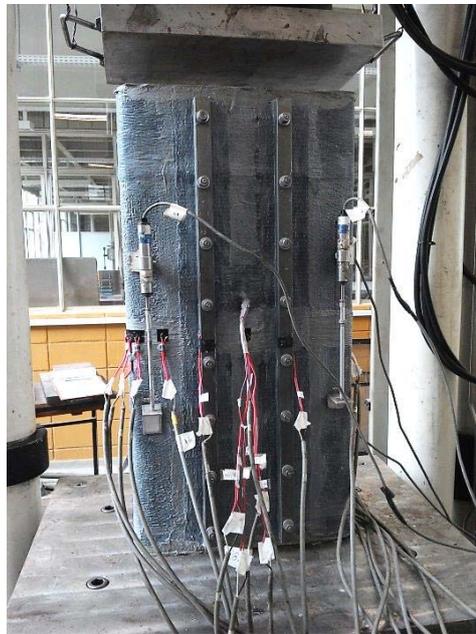


Figura 3.35 - Posicionamento dos transdutores nos pilares

### 3.3.3.5 Ensaio de caracterização

Para a caracterização do tecido de fibra de carbono foram moldados três corpos de prova, seguindo as recomendações da ASTM D3039:2014. As dimensões e a instrumentação utilizada são apresentadas na Figura 3.36. Para moldar os corpos de

prova de PRF, cortou-se tecido para fazer um único corpo de prova com largura de 10 cm (Figura 3.36a). As camadas foram coladas com resina epóxi seguindo uma taxa de 0,7 kg/m<sup>2</sup>. Para garantir que a superfície ficasse plana, os corpos de prova foram colocados entre chapas metálicas revestidas com filme plástico. Após a moldagem, foram cortados os corpos de prova e instrumentados com dois extensômetros elétricos, um em cada face, do tipo KFG-5-120-C1-11, da marca KYWOA, como indicado na Figura 3.36b.

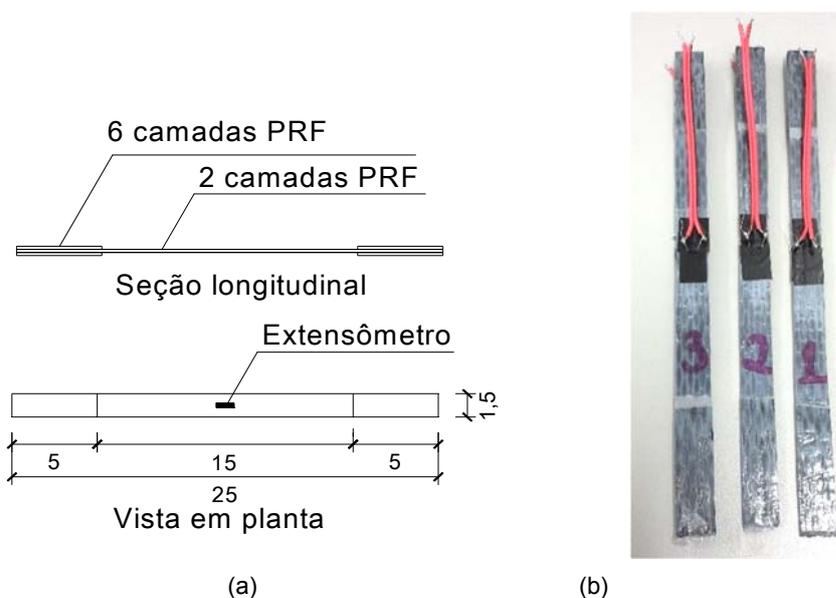


Figura 3.36 - (a) Dimensões e instrumentação dos corpos de prova de PRFC (b) corpos de prova acabados

O ensaio do PRF foi realizado seguindo as recomendações da norma ASTM D3039: 2014. Para obtenção do módulo de elasticidade longitudinal foram feitas três leituras, a 10%, 20% e 30% da força última. Em seguida os corpos de prova foram levados à ruptura. As propriedades obtidas foram assumidas como representativas do tecido de fibra de carbono, desprezando-se a contribuição da resina. Na Figura 3.37 são mostradas as fotos do ensaio realizado na máquina de tração EMIC com a ruptura típica dos corpos de prova e na Tabela 3.9 são apresentadas as propriedades obtidas com os ensaios em comparação às propriedades medidas pelos fabricantes.

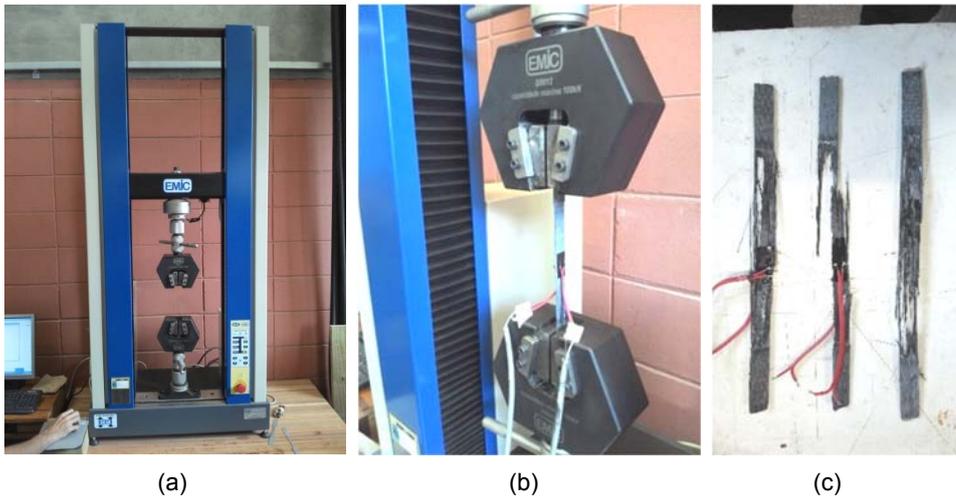


Figura 3.37 - (a) Máquina de tração EMIC com capacidade para 30kN; (b) Ensaio do PRF; (c) Corpos de prova após a ruptura.

Tabela 3.9 – Propriedades medidas do tecido de fibra de carbono

	F (N)	$e_{fu}$ (mm/mm)	$F_f$ (MPa)	$E_f$ (MPa)
CP1	14050	0,01420	2845	239872
CP2	15961	0,01400	3181	233717
CP3	17675	0,01395	3280	235779
Média	----	0,01405	3102	236456
Fabricante	----	0,015	3500	235000

A resistência à tração do concreto foi obtida por meio do ensaio de compressão diametral. O ensaio foi realizado na máquina de ensaios *ELE Auto-test* (Figura 3.38a). Foram ensaiados 3 corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura no mesmo dia do ensaio dos pilares, na idade de 30 dias. Os resultados estão apresentados na Tabela 3.10.

O ensaio de compressão para obtenção da resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto foi realizado na máquina de ensaios Servo-hidráulica da marca INSTRON modelo 8506 (Figura 3.38b), com capacidade de 2500kN. Foram ensaiados três corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura instrumentados com transdutores de deslocamento do tipo *clip-gage* (Figura 3.38c). Os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade estão mostrados na Tabela 3.10.



Figura 3.38 - (a) Máquina de ensaios *ELE Auto-test*; (b) máquina de ensaios Servo-hidráulica da marca INSTRON; (c) Ensaio de compressão de corpo de prova de concreto

Tabela 3.10 - Propriedades mecânicas do concreto

Corpos de prova	$f_c$ (MPa)	$E_{ci}$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)
CP1	52,2	36646	3,9
CP2	50,1	36991	3,4
CP3	50,3	34180	3,3
Média	50,9	35939	3,5

É de se notar que o concreto atingiu uma resistência superior à resistência esperada, fato comumente observado por conta da elevada qualidade dos cimentos CPV ARI.

#### 3.3.4 Ensaio dos pilares

Os três pilares foram ensaiados com controle de deslocamento na máquina Servo-hidráulica da marca INSTRON modelo 8506 (Figura 3.39). A idade do concreto foi de 30 dias. A velocidade de deslocamento do pistão foi de 0,0025 mm/s. Para a gravação dos resultados e a aquisição de dados foi utilizado o equipamento System 5000 da marca VISHAY. Os resultados desses ensaios serão apresentados nos itens seguintes.



Figura 3.39 - Ensaio do Pilar P3

### 3.3.5 Resultados e análises

Na Figura 3.40 são apresentados os diagramas de força versus deslocamento corrigido do pistão para os pilares ensaiados. O pilar P1, como não possuía armadura, apresentou uma ruptura brusca, como indicado na Figura 3.41.

O pilar P2, por causa do reforço com PRF, apresentou aumento de resistência em relação ao pilar P1. No entanto, teve uma queda brusca e considerável de resistência. O reforço de PRF não foi capaz de confinar lateralmente o maior lado do pilar, na região central do pilar, como indicado na Figura 3.42a, o que levou à ruína do pilar. Na sequência do ensaio observou-se também a formação de expansão lateral na face lateral junto à extremidade superior (Figura 3.42b). Somente nos estágios finais de ensaio (Figura 3.42 c e d) é que ocorreu ruptura da manta de PRF.

Para o pilar P3 o ensaio teve que ser interrompido antes que fosse atingida a força de resistência, pois a força se aproximou da capacidade de carga da máquina. A linha do diagrama do pilar P3 foi interrompida, demonstrando tendência de crescimento, diferente do diagrama do pilar P2, que nessa situação apresentava maior deflexão. Por uma análise visual, não foi possível observar nenhum tipo de ruptura no pilar P3, que permaneceu praticamente intacto.

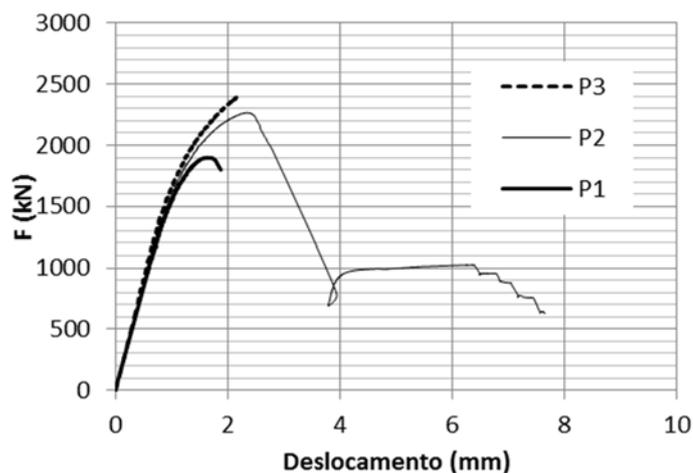


Figura 3.40 - Diagramas de força de compressão *versus* deslocamento do pistão para os ensaios dos pilares



Figura 3.41 - Ruína do pilar P1

Na Figura 3.43 é mostrada a evolução o deslocamento medido pelos transdutores posicionados junto aos vértices do pilar P1. Observa-se que até mais da metade do carregamento o pilar apresentou compressão centrada, começando a indicar uma leve excentricidade que se acentuou nos estágios finais, até a ruína.

Para o pilar P2 (ver gráfico da Figura 3.44) também houve uniformidade na evolução do deslocamento para os quatro transdutores no estágio inicial de carregamento. Apenas acima de 1500 kN pode-se perceber uma pequena diferença entre os deslocamentos, indicando maior compressão no lado junto aos transdutores T1 e T2, que foi o lado onde apareceu o primeiro bulbo de expansão lateral do concreto, que levou à formação de uma possível excentricidade interna, levando à ruína do pilar.

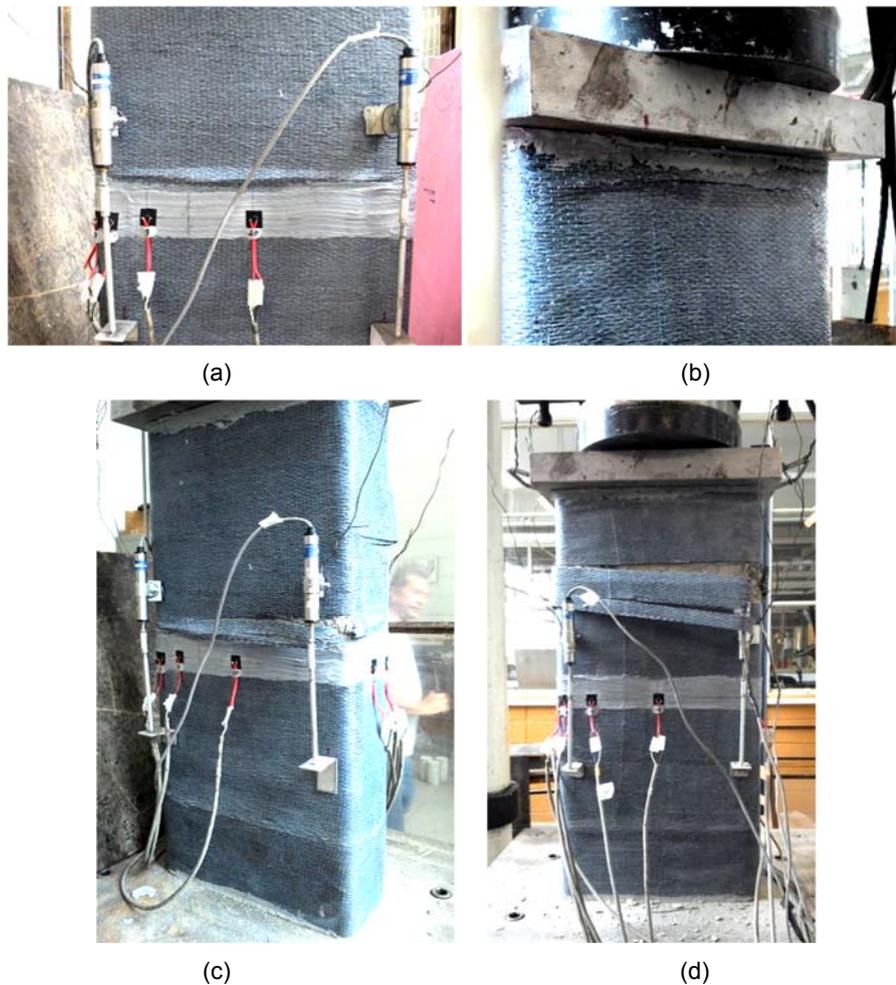


Figura 3.42 - Ensaio pilar P2: (a) Exatamente após o pico de resistência (2,6 mm deslocamento pistão); (b) Trecho pós-pico (5,0 mm deslocamento pistão); (c) Trecho pós-pico (8,5 mm deslocamento pistão); (d) Trecho pós-pico (10,0 mm deslocamento pistão);

Durante o ensaio do pilar P3, ocorreu problema com o transdutor T-2, que foi desconsiderado, no entanto, observa-se que os demais transdutores indicaram uma evolução uniforme para os deslocamentos (ver Figura 3.45). Apesar de o T-3 estar um pouco diferente dos demais transdutores, ele indica a mesma tendência de deslocamento dos demais, sendo que essa pequena defasagem pode ser atribuída a uma acomodação inicial.

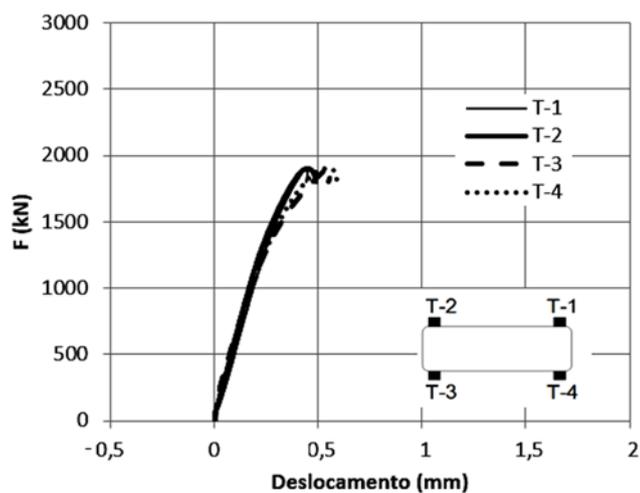


Figura 3.43 - Diagrama de força de compressão *versus* deslocamento do P1

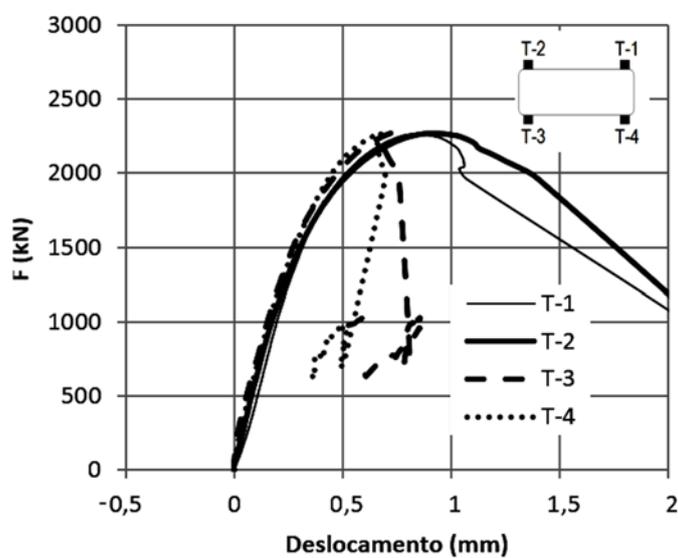


Figura 3.44 - Diagrama de força de compressão *versus* deslocamento do P2

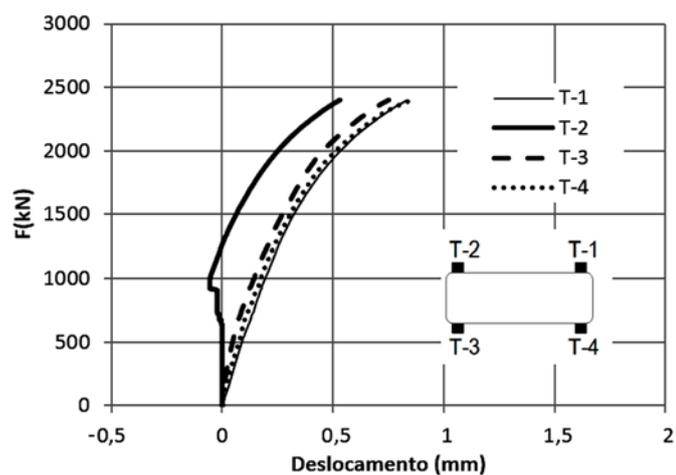


Figura 3.45 - Diagrama de força de compressão *versus* deslocamento do P3

### 3.3.5.1 Deformação no PRF

A partir dos diagramas mostrados na Figura 3.46 é possível perceber que na situação na iminência da ruína do pilar P2 (2,5 mm de deslocamento do pistão) as deformações em todo o perímetro do pilar ainda estavam pequenas, muito aquém da deformação máxima que o tecido de fibra de carbono é capaz de atingir. Isso vai de acordo com o tipo de ruptura que levou a ruína, pois ocorreu pela formação de um bulbo de expansão lateral, sem que o PRF apresentasse ruptura (Figura 3.43a). Além disso, verificou-se que o lado onde ocorreu essa ruptura foi justamente o lado onde estavam os extensômetros 5 e 6, que apresentaram os maiores valores de deformação.

Para o pilar P3, observa-se que no instante em que foi interrompido o ensaio, as deformações do PRF ainda permaneciam pequenas e menores que as do pilar P2.

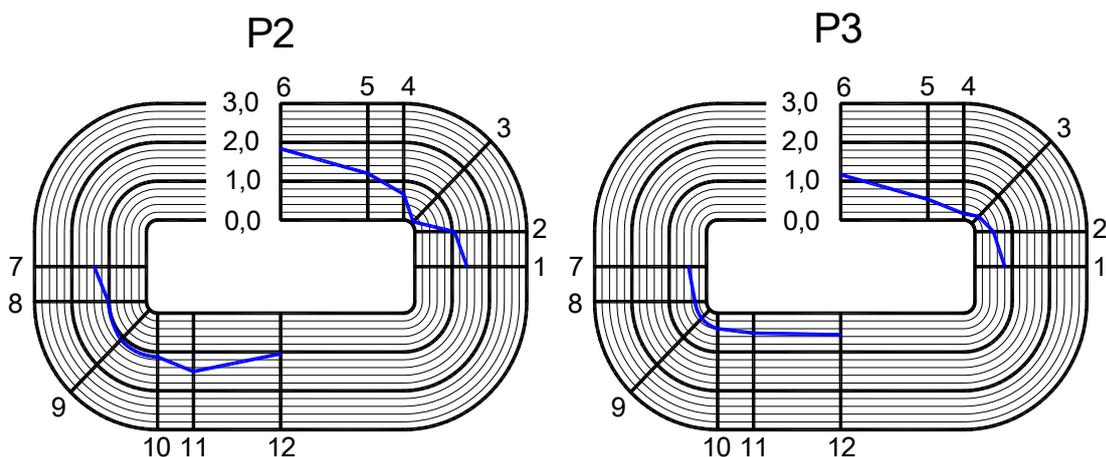


Figura 3.46 - Diagramas de deformação no PRFC medida pelos extensômetros (posições indicadas de 1 a 12) em estágios de deslocamentos aplicados igual a 2,5mm, para os pilares P2 e P3.

### 3.3.6 Tensão nos tirantes de aço

Dos quatro tirantes instrumentados na porção intermediária do pilar, um deles teve o extensômetro perdido. Os gráficos mostrados na Figura 3.47 indicam que até a interrupção do ensaio, as tensões nos tirantes ainda permaneciam baixas em comparação à que eles são capazes de alcançar. No entanto, percebe-se a tendência no aumento das tensões nos tirantes até o instante de interrupção do ensaio. Percebe-se também que desde o início do carregamento, os tirantes apresentaram aumento nas tensões, indicando que não houve acomodação inicial e que o sistema concreto e tirante trabalharam em conjunto desde o início do ensaio.

Isso fornece as primeiras indicações da eficiência do sistema de ancoragem proposto com perfis e porcas.

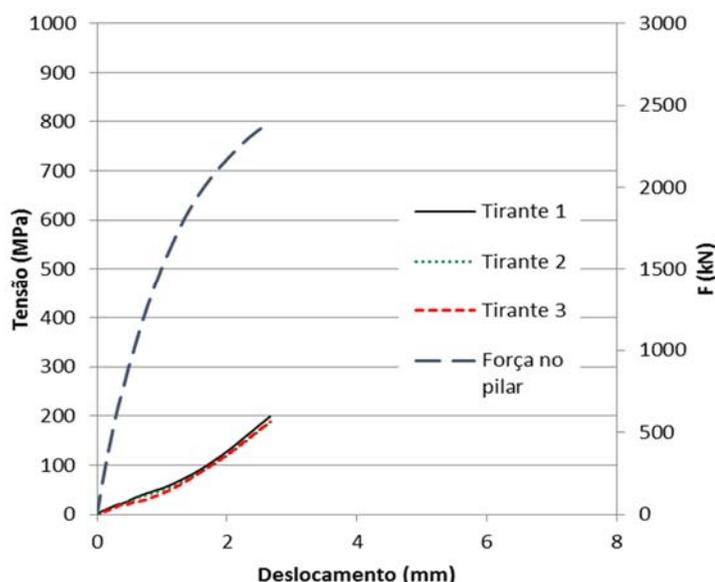


Figura 3.47 - Gráfico de tensão nos tirantes juntamente com gráfico de força versus deslocamento do pistão, para o pilar P3.

### 3.3.7 Força resistida pelos perfis de aço

O gráfico mostrado na Figura 3.48 demonstra que a força resistida pelos perfis metálicos se manteve constante e a um valor pequeno se comparado com a força total no pilar. Sendo que a soma da força nos quatro perfis se manteve próxima dos 100kN. Como existia uma folga considerável entre a extremidade do perfil e os pratos da máquina, essas forças não contribuíram diretamente para a capacidade portante do pilar. Além disso, como os furos no perfil para a fixação dos tirantes tinham o diâmetro consideravelmente maior, dificultando a ocorrência de efeito de pino nos tirantes, resta considerar que essa força estava sendo transferida do pilar para os perfis por atrito provocado entre o PRF e o perfil promovido pela pressão criada pela ancoragem dos tirantes. Na Figura 3.49 é possível notar o deslizamento ocorrido entre o perfil e o PRF por ruptura na resina epóxi.

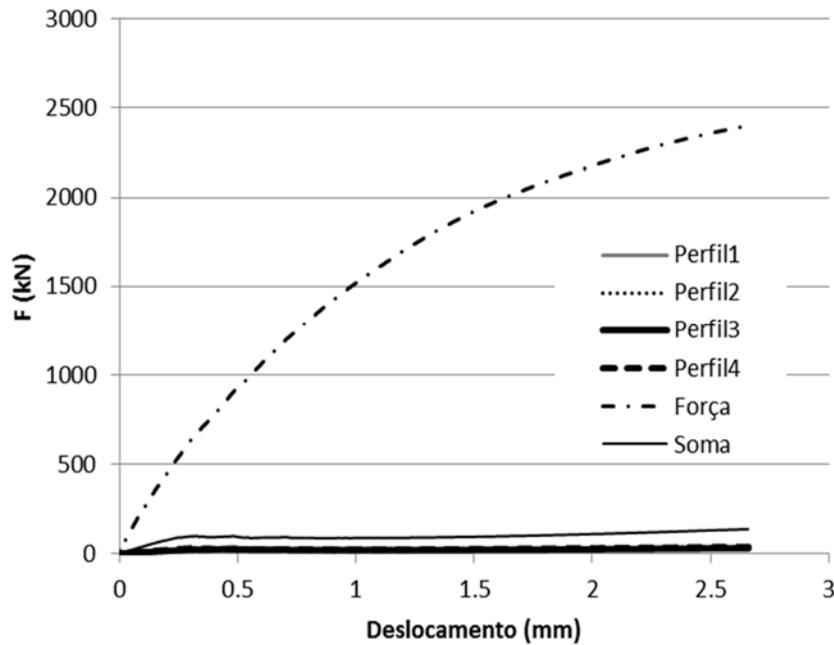


Figura 3.48 - Gráfico de força nos perfis de aço juntamente com gráfico de força versus deslocamento do pistão, para o pilar P3.



Figura 3.49 - Deslizamento entre o PRF e o perfil de aço

### 3.3.8 Considerações a respeito do ensaio piloto

Em virtude dos resultados obtidos com os ensaios pilotos, pode-se fazer as seguintes considerações parciais:

- Apesar de no ensaio do pilar P3 não ter sido possível alcançar a força máxima, o sistema proposto se mostrou mais eficiente que o sistema convencional, pois indicou maior acréscimo de resistência em relação ao pilar P2;
- Em relação ao confinamento, promoveu melhor proteção das faces retas do pilar evitando a formação de bulbos por expansão lateral, como ocorreu com o P2, levando à ruína deste;

- Em relação ao comportamento, observou-se que o sistema concreto e tirante trabalhou em conjunto desde o início do carregamento, atestando a eficiência do sistema de ancoragem proposto;
- A ruína do pilar P2 ocorreu em uma situação em que as deformações no PRF estavam com valores pequenos, muito aquém da capacidade de deformação do tecido de fibra de carbono. Isso demonstra a baixa eficiência do sistema de reforço convencional de encamisamento com PRF para pilares com seções retangulares, pois não se consegue fazer um bom aproveitamento da sua resistência e capacidade de deformação.
- Apesar de se ter observado uma tendência favorável em relação à eficiência do sistema proposto, faz-se necessário verificar como os parâmetros analisados se comportam na situação de ruína.

Em virtude dos erros e dificuldades encontradas no ensaio piloto, algumas diretrizes foram acrescentadas na execução dos próximos ensaios:

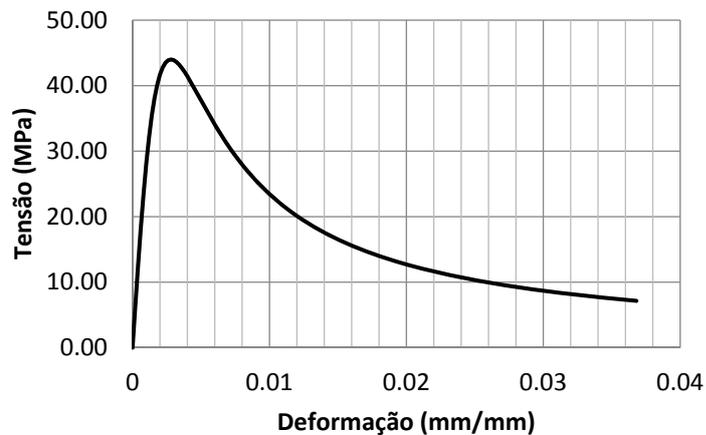
- Não foi possível observar o comportamento do pilar P3 na situação de ruína. Logo, pretende-se analisar esse comportamento em simulação numérica e em ensaios subsequentes;
- Para os ensaios subsequentes, pretende-se fazer um estudo do traço e que se tenha melhor controle da resistência à compressão do concreto;
- Não foram realizados ensaios de caracterização do fio de protensão e da porca, nem da ligação porca tirante. Logo, pretende-se fazer esses ensaios nas próximas análises.

### 3.3.9 Modelagem ensaio piloto

O modelo numérico em elementos finitos foi então calibrado com os resultados dos ensaios experimentais. Na Tabela 3.11 são apresentados os novos dados utilizados no modelo numérico, e na Figura 3.50 está mostrada a curva utilizada para o concreto, obtida a partir do trabalho de Wee, Chin e Mansur (1996).

Tabela 3.11 – Propriedades mecânicas e parâmetros utilizados para o concreto

Propriedade	Valor
$f_c$ (MPa)	48
$f_t$ (MPa)	3,98
$E_c$ (MPa)	32000
$\epsilon_{cl}$	$2,80 \times 10^{-3}$
$\psi$ (Graus)	42°
$\epsilon$	0,1
$\sigma_{bo}/\sigma_{co}$	1,16
$G_f$ (MPa.mm)	0,1057

Figura 3.50 - Curva de tensão de compressão *versus* deformação do concreto dos pilares piloto

Na Figura 3.51 são apresentadas as curvas obtidas por meio da modelagem numérica e calibradas com as curvas obtidas nos experimentos.

Na Figura 3.52 é apresentado o gráfico de comparação entre a tensão obtida no tirante pela modelagem numérica e as tensões obtidas no ensaio experimental. Observa-se que o valor numérico foi maior que o experimental. O mesmo ocorreu com as deformações no PRF (ver Figura 3.53), que apesar de indicar a mesma tendência em sua distribuição, os valores obtidos pela análise numérica formam, de modo geral, maiores.

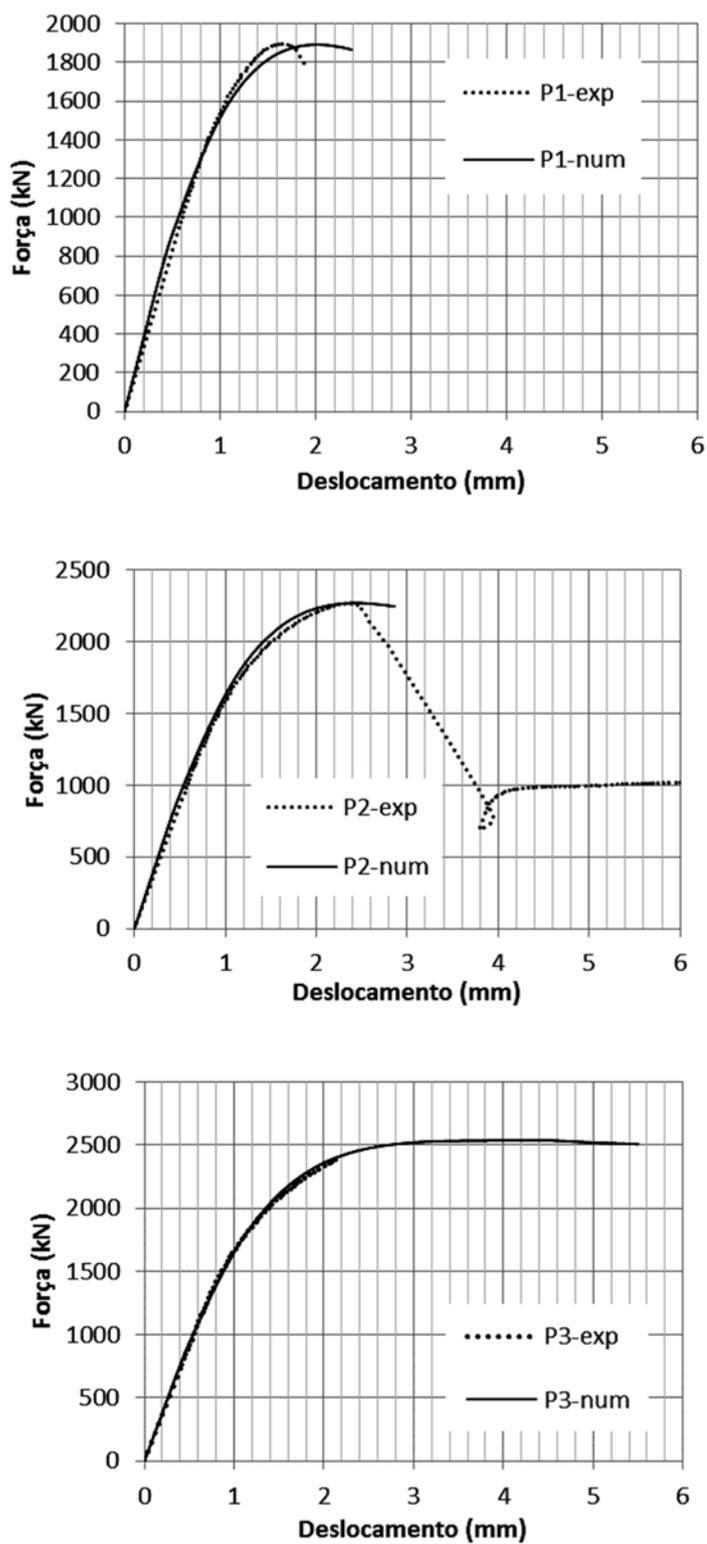


Figura 3.51 – Curvas de calibração dos ensaios experimentais com a modelagem numérica

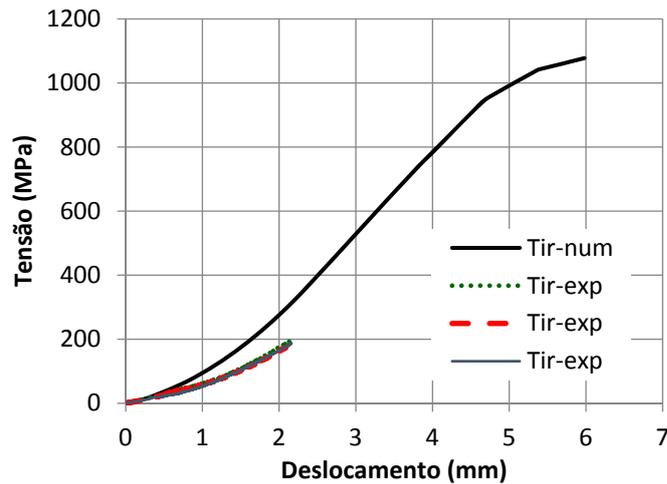


Figura 3.52 – Gráfico de comparação entre valores experimentais e numéricos para a tensão nos tirantes

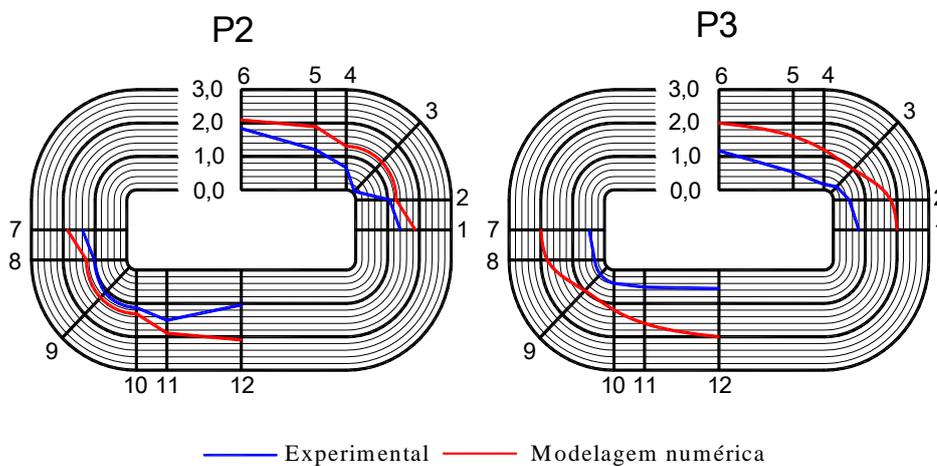


Figura 3.53 – Deformações no PRF ao longo do perímetro da seção (valores em  $10^{-3}\text{mm/mm}$ ) para as posições dos extensômetros de 1 a 12.

Na Figura 3.54 são apresentadas as distribuições de tensões máximas de compressão na seção intermediária dos pilares. Observa-se que no pilar P2 ocorreu aumento das tensões apenas na região junto aos menores lados da seção transversal. Já para o pilar P3, com o mesmo valor de deslocamento aplicado, o acréscimo de tensões de compressão se distribuiu por toda a seção, formando os trechos delimitados por parábolas. Além disso, para a situação de última do pilar P3, foi possível obter um aumento expressivo nas tensões de compressão.

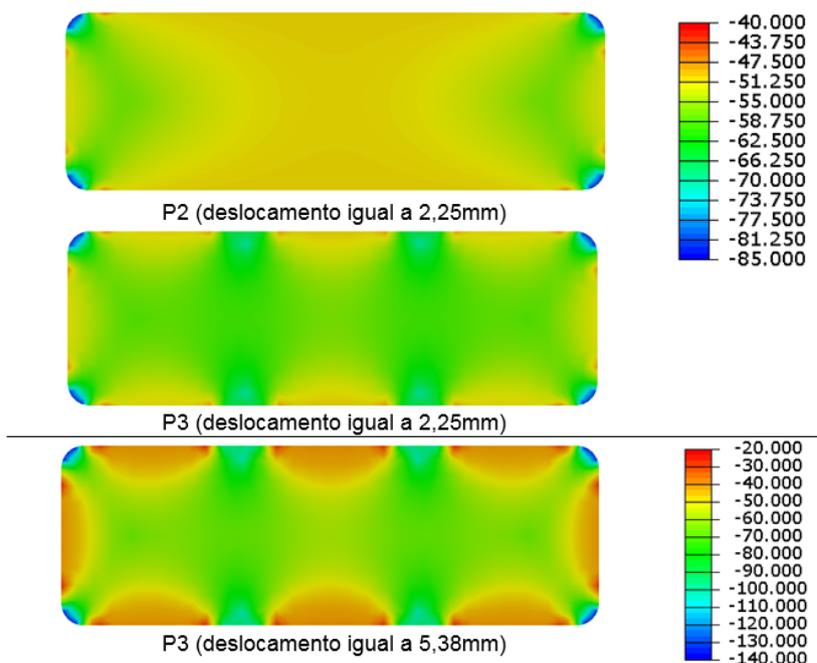


Figura 3.54 - Gráfico de comparação entre a tensão nos tirantes experimental e numérico (MPa)

Fazendo novamente a verificação por equações analíticas com os dados experimentais obtidos, tem-se para o pilar P3 a resistência de 2536kN (extrapolação pelo modelo numérico) e 2634kN (valor obtido analiticamente), o que fornece uma diferença de +3,8%.

### 3.4 CONSIDERAÇÕES PARCIAIS

Em virtude dos estudos preliminares apresentados, é possível acertar as seguintes considerações parciais:

- O modelo numérico em elementos finitos, especificamente o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*, se mostrou capaz de representar de modo satisfatório o comportamento do concreto sujeito a situações de confinamento passivo, atendendo os requisitos como ferramenta de investigação para pesquisa em questão. A limitação, e que ao mesmo tempo é o mais importante recurso do modelo, que é o ângulo de dilatação, mesmo não sendo tendo a possibilidade de ser variável dentro do *software* ABAQUS, como propõe Ozbakkaloglu, Gholampour e Lim (2016), apresenta aproximação satisfatória com os valores experimentais;
- Apesar de não ter sido possível atingir a ruína do pilar P3, o ensaio piloto realizado permitiu verificar que a presença dos tirantes aumentou a força resistida do pilar, em relação ao pilar reforçado apenas com PRF, e promoveu

o confinamento lateral dos maiores lados da seção do pilar, evitando a formação de bulbos de expansão lateral, sendo necessário, a partir desse estágio, investigar o quanto as taxas de PRF e de tirantes de aço influenciam nesse acréscimo de força e como esse sistema é afetado pelo formato da seção transversal;

- O perfil de ancoragem desliza em relação ao PRF, gerando uma pequena contribuição em relação à parcela de força axial do pilar;
- A instrumentação utilizada no ensaio experimental se mostrou adequada para medir os parâmetros necessários, de modo que seja adotado esquema semelhante nos próximos pilares da série definitiva;
- A modelagem numérica calibrada com os dados experimentais permitiu observar o acréscimo de regiões efetivamente confinadas na seção de concreto;
- O modelo analítico proposto apresentou boa correlação com os valores numéricos obtidos, sendo capaz de contabilizar de modo independente a pressão lateral em duas direções principais da seção, além de contabilizar de modo intuitivo a contribuição dos tirantes no confinamento do concreto. Isso fornece indícios de que o conhecimento de mais parâmetros poderá enriquecer o modelo, principalmente no que se refere ao  $k_f$  e ao  $k_s$ ;
- Com a finalidade de se observar de modo mais evidente a contribuição dos tirantes nos ensaios experimentais, optou-se por considerar seções com relação ainda maior entre os lados, saindo da relação de 1:3 e trabalhar com seções retangulares de relação entre lados de 1:4.

## 4 ESTUDO EXPERIMENTAL

### 4.1 SÉRIE DE ENSAIOS DEFINITIVOS

#### 4.1.1 Definição da série

Para definir a série definitiva a ser ensaiada experimentalmente, foram feitas análises por meio de modelagem numérica em elementos finitos utilizando o ABAQUS. Para a análise foram considerados o mesmo esquema de malha e condições de vinculação utilizados na modelagem dos pilares do ensaio piloto, bem como os mesmos modelos constitutivos, sendo que os parâmetros foram calibrados com os resultados dos ensaios experimentais. Utilizando o recurso de simetria, optou-se por modelar apenas uma faixa do pilar entre dois tirantes consecutivos, como indicado na Figura 4.1.

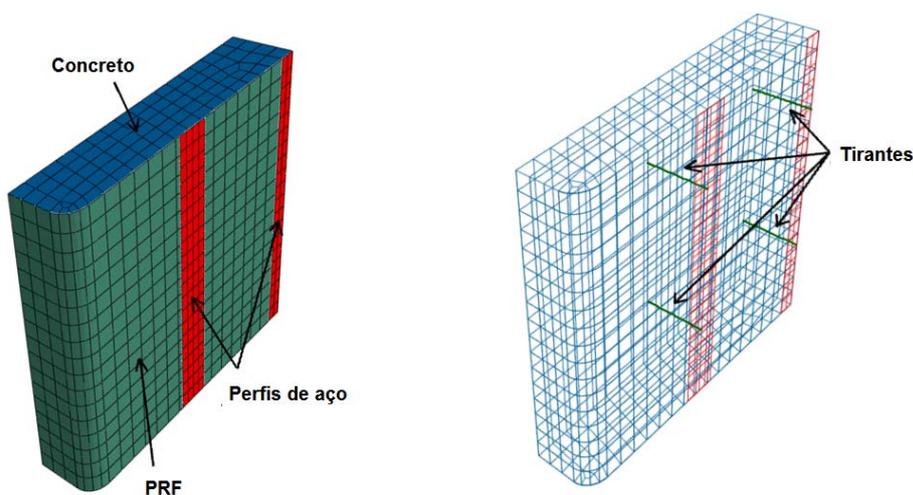


Figura 4.1 - Malha de elementos finitos de um trecho do pilar com dois tirantes consecutivos e 1/4 da seção transversal do pilar.

Para essa análise preliminar do ensaio, foram variados os seguintes parâmetros indicados na Tabela 4.1, a partir dos quais foram gerados todos os tipos de combinações possíveis, que resultaram nas curvas de força *versus* deslocamento indicadas na Figura 4.2.

Tabela 4.1 - Parâmetros e suas variações considerados na modelagem dos pilares para definição da série definitiva

<b>Seção transversal (cm x cm)</b>	10x40
<b>Raio de arredondamento dos cantos (cm)</b>	1,5
<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	25
<b>Diâmetro do tirante (mm)</b>	0, 6, 8 ou 9
<b>Seção dos perfis de aço (mm x mm)</b>	22,2x22,2
<b>Camadas de PRF (número)</b>	0,1, 2, 3 ou 4
<b>Espaçamento longitudinal (cm)</b>	6, 8 ou 10
<b>Linhas de tirantes</b>	2, 3 ou 4

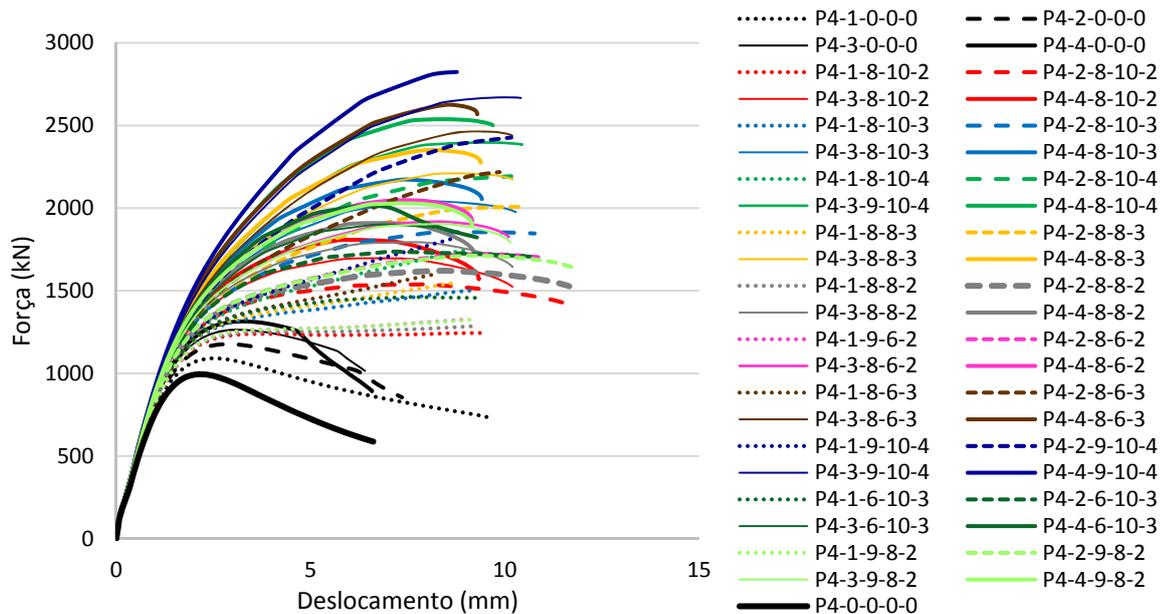


Figura 4.2 - Curvas de força x deslocamento dos pilares obtidos por meio da modelagem numérica (Nomenclatura: P4-1-8-10-2 sendo neste caso P4 pilar com lados de 1:4, 1 o número de camadas, 8 o diâmetro dos tirantes em mm, 10 o espaçamento longitudinal dos tirantes em cm e 2 o número de linhas de tirantes).

Também foi realizada uma modelagem específica para analisar a influência da rigidez do perfil de apoio no comportamento estrutural do pilar. Para isso foram variados os parâmetros, indicados na Tabela 4.2, sendo testadas três diferentes seções transversais de perfil e diferentes espaçamento e diâmetros dos tirantes.

Tabela 4.2 - Parâmetros e suas variações considerados na modelagem dos pilares para analisar a rigidez do perfil de aço

<b>seção transversal do pilar (cm x cm)</b>	10 x 40
<b>raio de arredondamento (cm)</b>	1,5
<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	25
<b>Diâmetro do tirante (mm)</b>	6, 7 ou 9
<b>Perfis de aço (mm x mm)</b>	22,2 x 22,2; 25,4 x 25,4 ou 38,1 x 38,1
<b>Camadas de PRF (PRF)</b>	3
<b>Espaçamento longitudinal (cm)</b>	8; 12 ou 16
<b>Linhas de tirantes</b>	3

A partir das modelagens foi possível observar seguintes comportamentos estruturais:

- Em relação ao arranjo dos tirantes considerando o número de linhas: as curvas indicadas no gráfico da Figura 4.3 demonstram que para uma mesma taxa de tirantes de aço, quanto maior o número de linhas, maior é a eficiência do reforço observada, independentemente do número de camadas de PRF. Isso indica que arranjos mais eficientes são aqueles que promovem pelo menos a divisão da seção em quadrados iguais, que seriam três linhas para um pilar de lados com relação 1:4 (ver Figura 4.4), ou arranjos em que essa divisão seja ainda maior, aumentando a área efetivamente confinada, demonstrada pelo coeficiente  $k_e$ .

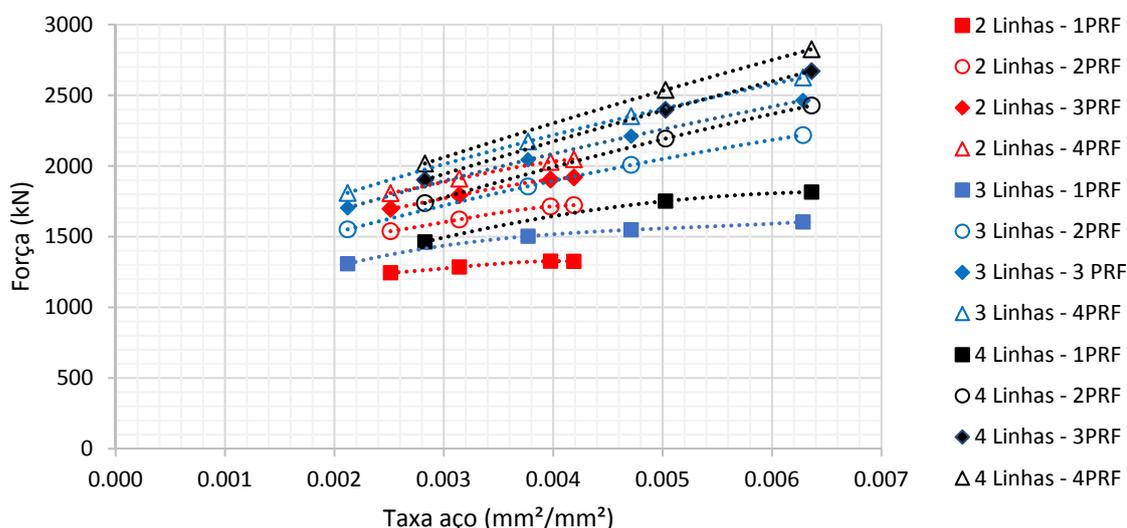


Figura 4.3 - Força nos pilares em função da taxa de aço em tirantes e o número de linhas dos tirantes

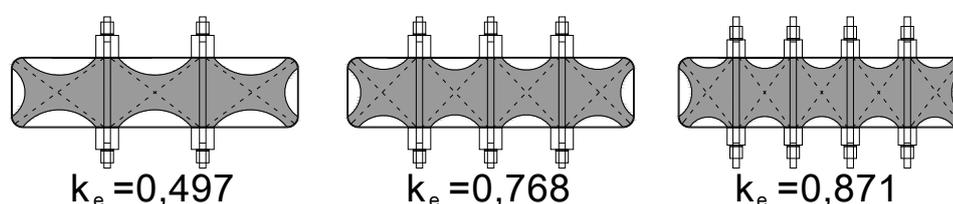


Figura 4.4 - Coeficiente que relaciona a área efetivamente confinada em função do número de linhas de tirantes

- Em relação à taxa de tirantes de aço ( $\rho_s$ ) e a taxa de PRF ( $\rho_f$ ), observou-se que quanto maiores forem esses valores, maior será o aumento da resistência do pilar, no entanto, observou-se que essas duas taxas possuem uma relação demonstrando eficiência do sistema, representada pelo coeficiente  $k_f$ , formando uma superfície (ver Figura 4.5), sendo que quanto maior a taxa de

aço e menor for a taxa de PRF, maior o  $k_f$ . Certamente que essas taxas devem sempre ser consideradas dentro de limites aplicáveis para a execução dos pilares.

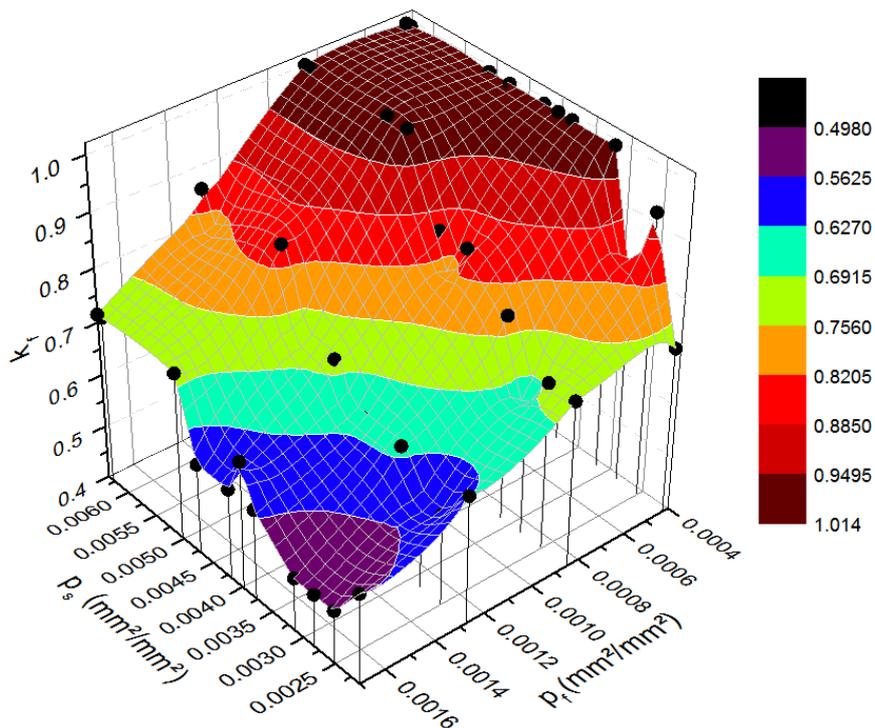


Figura 4.5 - Eficiência da deformação do PRF ( $k_f$ ) em função da taxa de aço em tirantes ( $\rho_s$ ) e a taxa de PRF ( $\rho_f$ ). Pontos obtidos a partir da modelagem numérica e superfície gerada por interpolação.

- Em relação à rigidez do perfil de ancoragem, a Figura 4.6 demonstra que a maior pressão lateral ocorre nos pontos onde se encontram os tirantes, diminuindo à medida que se desloca para o trecho entre os tirantes. Na Figura 4.7a é possível observar que, apesar de ocorrer essa perda de pressão, o perfil quadrado com 22,2 mm de lado foi capaz de promover uma distribuição relativamente contínua de tensões de compressão na massa de concreto quando se tem um espaçamento de 8 cm. Quando esse espaçamento foi aumentado para 16 cm essa mesmo perfil não foi capaz de promover uma distribuição contínua ao logo do pilar (ver Figura 4.7b). Medindo a pressão lateral nos pontos onde se encontram os tirantes e nos pontos intermediários entre dois tirantes consecutivos (ver Figura 4.8) e comparando essa diferença de pressão e o espaçamento entre os tirantes com a rigidez do perfil, aqui representada pela inércia, foi obtida a curva indicada no gráfico da Figura 4.9, demonstrando que quanto maior a rigidez

do perfil em relação à pressão lateral aplicada, menor será a perda de pressão, relativa ao espaçamento, que o perfil aplica no vão entre os tirantes. Calculando o valor para o perfil de 22,2 mm de lado e espaçamento de 80 mm obtém-se uma perda de pressão lateral dividida pelo espaçamento do trecho de lateral ( $\Delta\sigma/s_l$ ) igual a 0,0047 MPa/mm. Como verificou-se por meio da Figura 4.7a que essa relação promoveu uma boa distribuição das pressões internas, esse valor serviu como base para calcular a seção dos perfis para a série definitiva, pois percebeu-se que para diminuir ainda mais a perda de pressão lateral aplicada, seriam necessárias seções muito grandes, dificultando a execução dos pilares. Além disso, por meio do gráfico indicado na Figura 4.10, observa-se que a rigidez do perfil causa pouca influência em termos de força última no pilar, sendo possível notar diferença apenas para o perfil de maior rigidez. Logo, a escolha da seção deve estar condicionada a uma adequada distribuição das pressões laterais para correto funcionamento do sistema.

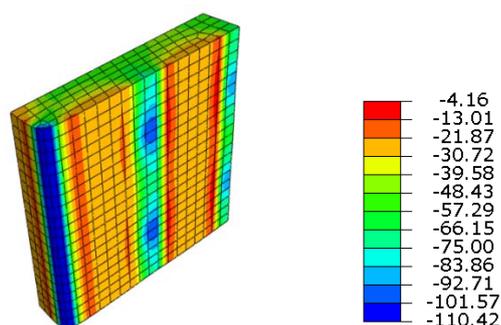


Figura 4.6 - Tensões principais de compressão (MPa) em umas das faces laterais do pilar P4-3-9-8-22 na situação de força de pico

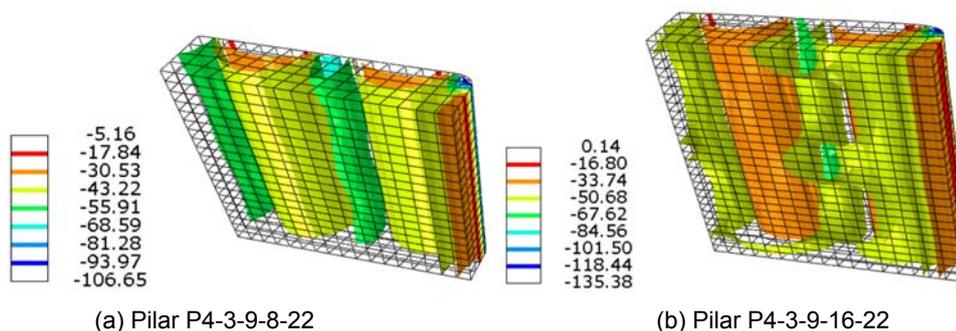


Figura 4.7 - Superfícies onde atuam mesmo valor de tensão principal de compressão (MPa)

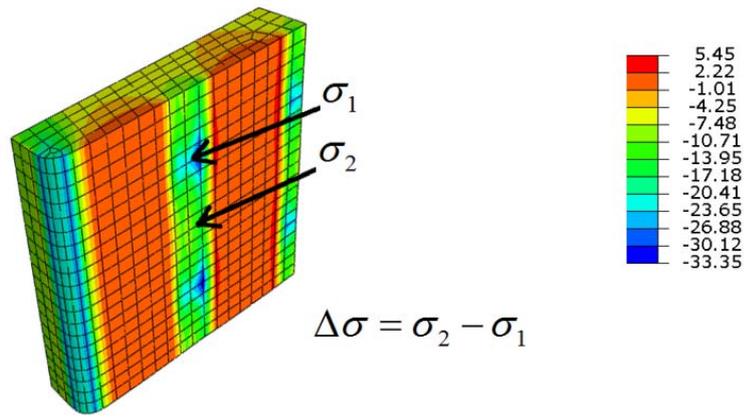


Figura 4.8 - Tensões laterais (MPa), direção perpendicular à face lateral do pilar) com destaque para as regiões onde o perfil de aço confina o concreto, sendo  $\sigma_1$  o valor observado próximo ao tirante e  $\sigma_2$  o valor observado nos pontos entre dois tirantes consecutivos

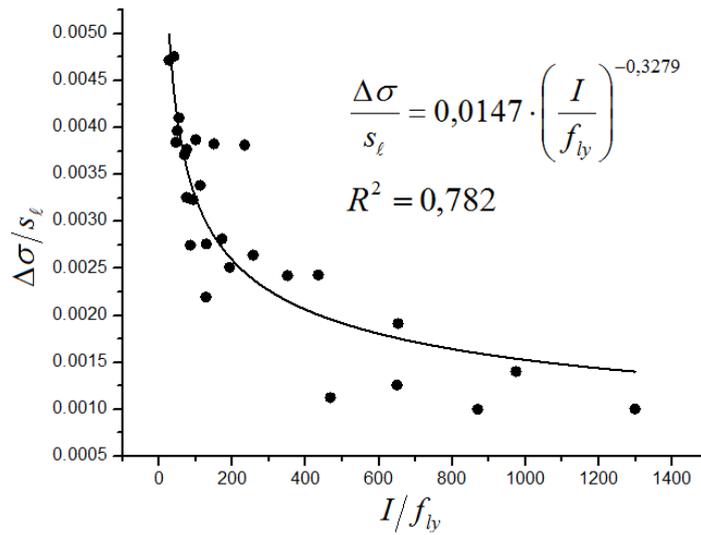


Figura 4.9 - Curva de regressão que relaciona a Inércia do perfil com a perda de pressão lateral dividida pelo espaçamento dos tirantes ( $\Delta\sigma/s_i$ )

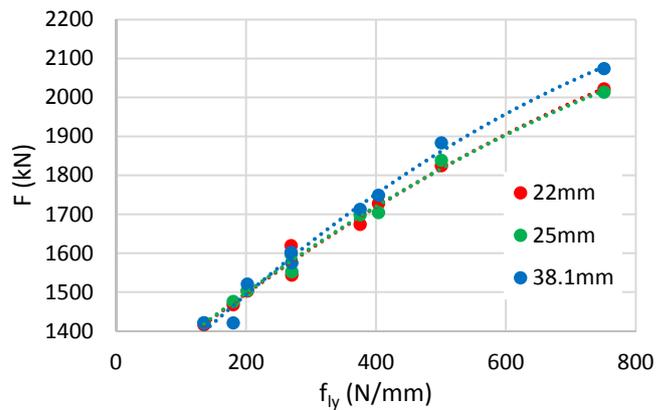


Figura 4.10 - Força nos pilares em função da pressão lateral que os tirantes provocam nos perfis de aço e a seção dos perfis de aço

Em virtude das análises preliminares realizadas, foram definidos os parâmetros e respectivas faixas de valores a serem analisados na série definitiva:

- **Formato da seção transversal do pilar:** seção transversal de relação 1:4 entre menor e maior lado. As dimensões da seção transversal foram então fixadas em 10 cm x 40 cm, valores estes definidos tomando como referência a capacidade da máquina de ensaios ao romper esse pilar reforçado. Além disso, não se considerou uma seção menor para não gerar problemas relacionados a efeito de escala que poderiam inferir no comportamento estrutural dos pilares;
- **Arredondamento dos cantos da seção:** foi definido um raio de arredondamento de 1,5 cm uma vez que esse é raio mínimo recomendado tanto pelo ACI 440.2R:08 quanto pelo fabricante do tecido de fibra de carbono usada na presente pesquisa. Além disso teve-se a preocupação de relacionar esse valor com uma seção usual de pilar que é em torno do 20 cm, dobro do menor lado da seção analisada. Assim, um raio de 1,5 cm representaria um pilar usual com raio de arredondamento de 3 cm nos cantos, que é um raio possível de ser executado por meio do lixamento do concreto nos cantos considerando que o pilar já possui um cobrimento mínimo para a armadura existente;
- **Espaçamento transversal ao eixo do pilar:** optou-se que a maioria dos pilares teriam três linhas de tirantes, por esse ser o número mínimo de linhas com eficiência considerável. De modo adicional, analisou-se um pilar com quatro linhas de tirantes, porém com a mesma taxa de tirantes, para avaliar o ganho promovido apenas pelo arranjo;
- **Espaçamento longitudinal dos tirantes:** foram escolhidos espaçamentos de 9 cm e 16 cm para pilares com três linhas de tirantes com diâmetro de 9 mm. Também foram adotados espaçamentos de 10 cm para pilares com quatro linhas de tirantes e fio de 9 mm, repetindo a mesma taxa dos pilares com espaçamento de 9 cm e com espaçamento de 11 cm para pilares com tirantes de 7 mm de diâmetro e três linhas, repetindo a mesma taxa de tirantes dos pilares com espaçamento de 16 cm, cujas taxas estão indicadas na Tabela 4.3;
- **Número de camadas de PRF:** foi definido considerando a eficiência de deformação a partir das taxas de tirantes de aço escolhidas. Com isso definiu-

se que seriam utilizadas uma e duas camadas de PRF. Não foram consideradas mais camadas, pois isso poderia inviabilizar o ensaio por conta da capacidade da máquina de ensaios;

- **Pilares de referência:** optou-se por construir dois pilares sem reforço e mais dois pilares reforçados apenas com uma e duas camadas de PRF, para servirem de referência para considerar a contribuição do reforço que os tirantes de aço são capazes de promover além da técnica tradicional (ver Tabela 4.3).

Tabela 4.3 - Pilares da série definitiva de ensaios e suas características

	fio (mm)	b (mm)	h (mm)	n	linhas	s <sub>i</sub> (mm)	L (mm)	p <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> )	p <sub>r</sub> (mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> )
P4-0-0-0-0-a	-	100	400	-	-	-	800	-	-
P4-0-0-0-0-b	-	100	400	-	-	-	800	-	-
P4-1-0-0-0	-	100	400	1	-	-	800	-	0.00042
P4-2-0-0-0	-	100	400	2	-	-	800	-	0.00083
P4-1-9-8-3-25	9	100	400	1	3	80	800	0.00596	0.00042
P4-2-9-8-3-25	9	100	400	2	3	80	800	0.00596	0.00083
P4-1-9-16-3-31	9	100	400	1	3	160	800	0.00298	0.00042
P4-2-9-16-3-31	9	100	400	2	3	160	800	0.00298	0.00083
P4-2-9-11-4-25	9	100	400	2	4	110	800	0.00578	0.00083
P4-1-7-10-3-25	7	100	400	1	3	100	800	0.00289	0.00042

(Nomenclatura: P4-1-9-8-3-25 sendo P4 pilar com lados de 1:4, 1 o número de camadas, 9 o diâmetro dos tirantes, 8 o espaçamento longitudinal dos tirantes, 3 o número de linhas de tirantes e 25 a medida do lado da seção transversal do perfil de ancoragem).

- **Diâmetro dos tirantes:** foi definido de modo a se obter conforme a disponibilidade da fabricante Gerdau que doou tirantes de 7 mm e 9 mm. Esses diâmetros possibilitaram a definição de taxas semelhantes entre tirantes com diâmetros diferentes variando o espaçamento;
- **Perfis de ancoragem:** Na tabela 4.4 é apresentado cálculo para definição dos perfis de ancoragem conforme a curva definida na Figura 4.9.. Sendo assim, escolheu-se os perfis de 25 mm x 25 mm para espaçamento de 9 cm, 10 cm e 11 cm e os perfis de 31.7 mm x 31.7 mm para espaçamentos de 16 mm.

Tabela 4.4 - Dimensionamento da seção transversal do perfil de aço a partir da curva determinada no gráfico da Figura 4.9, considerando como referência a perda de pressão de  $\Delta\sigma/s_i = 0,0047$  MPa/mm

$\phi$ (mm)	s <sub>i</sub> (mm)	$\alpha$	f <sub>ye</sub> (MPa)	R <sub>st</sub> (N)	I (mm <sup>4</sup> )	a (mm)	a <sub>escolhido</sub> (mm)
9	160	0.63	1360	54507	89331.22	32.18	31.70
9	80	0.63	1360	54507	21576.4	22.56	25.40
9	110	0.63	1360	54507	41443.79	26.56	25.40
7	100	0.63	1360	32974	20621.84	22.30	25.40

- **Resistência do concreto:** a resistência característica do concreto à compressão foi de 25 MPa de modo que o pilar mais reforçado não ultrapassasse a capacidade de máquina de ensaios.

#### 4.1.2 Preparação do ensaio

##### 4.1.2.1 Peças metálicas

As peças de aço dos pilares utilizadas foram: tirantes; porcas e perfil de ancoragem. Em nenhum pilar foi utilizada armadura constituída por vergalhões de aço formando armadura longitudinal e estribos. Isso foi definido ao considerar que a adição de armaduras iria aumentar consideravelmente a resistência do pilar superando a capacidade da máquina. Além disso, entende-se que o objetivo da pesquisa é analisar o reforço pelo mecanismo de confinamento lateral, mecanismo esse que não sofre influência da presença ou ausência da armadura de aço.

Os tirantes foram feitos a partir da usinagem da rosca em fios de protensão de aço CP 160 RB com resistência à tração de 1600 MPa e tensão de escoamento de 1360 MPa, doados pela empresa Gerdau®. Na Figura 4.11 são mostrados os tirantes de 7 mm e 9 mm utilizados. Nos tirantes de 7 mm foram feitas roscas de 6 mm com passo de 0,5 mm, e nos tirantes de 9 mm foram feitas roscas de 8 mm com passo de 0,75 mm.



Como não existem porcas comerciais capazes de resistir ao esforço de tração dos tirantes, as porcas foram usinadas a partir de perfil sextavada de aço ASTM A 36 com 400 MPa de limite de resistência à tração e 250 MPa de tensão de escoamento. As dimensões foram definidas de modo que a tensão de cisalhamento transferida na

área de contato entre a porca e o tirante fosse maior que tensão resistência à tração do fio de protensão considerado, garantindo assim que a ruptura não ocorra na porca, isso acarretou em uma porca com maior curso de rosca (ver Figura 4.12).

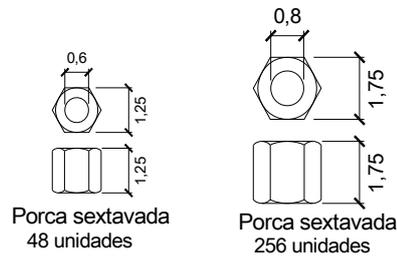


Figura 4.12 - Dimensões das porcas usinadas de aço ASTM A 36 indicando as unidades que foram usinadas

Os perfis de ancoragem foram usinados a partir de perfis quadradas de aço ASTM A36. Foram utilizados perfis de 25,4 cm e perfis de 31,7 cm de lado. As medidas de comprimento e furação de cada perfil variou conforme o espaçamento dos tirantes de cada pilar, como indicado na Figura 4.13. Os furos foram feitos em falsa elipse, com maior alongamento na direção do perfil, de modo a evitar a ocorrência de efeito de pino diante do deslizamento relativo entre o perfil de aço e o pilar quando esse se deformar por compressão. Na Figura 4.13 são indicadas as dimensões dos perfis furadas utilizadas e na Figura 4.14 pode ser vista a imagem da folga que ficou entre o furo e o tirante.

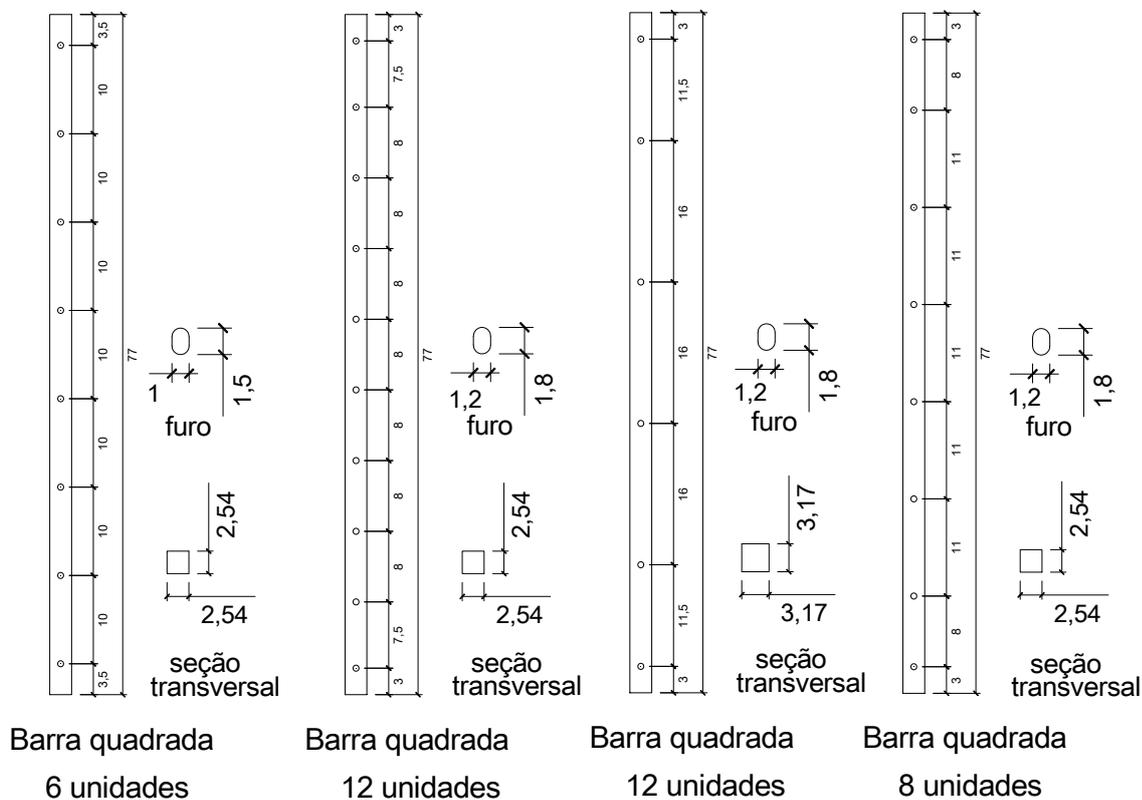


Figura 4.13 - Dimensões dos perfis de aço ASTM A 36



Figura 4.14 - Folga entre perfil de aço e tirante proporcionada pelo furo em falsa elipse

Foi realizado ensaio de caracterização nos tirantes de aço para avaliar tanto a resistência dos tirantes quanto a possibilidade de arrancamento da porca. O ensaio foi realizado na Máquina de Ensaio EMIC com capacidade para 100 kN (Figura 4.15a). Para fixar os tirantes foi utilizado o dispositivo mostrado na Figura 4.15b, sendo que para os tirantes de 7 mm de diâmetro, como a porca é pequena, foi utilizada uma arruela especialmente usinada para ajustar a porca ao dispositivo. Para medir as deformações foi utilizado um *clip gage* com base de medida de 25 mm posicionado no centro do corpo de prova.



(a) Máquina de tração EMIC



(b) Esquema e dispositivo de fixação na máquina

Figura 4.15 - Equipamentos utilizados no ensaio de caracterização dos tirantes de aço

Ambos os tirantes apresentaram ruptura na região da rosca entre a parte não rosqueada e a porca, como indicado na Figura 4.16. Isso ocorreu pois nessa região a seção transversal é consideravelmente menor. Os tirantes de 7 mm apresentaram comportamento elástico linear com ruptura frágil (Figura 4.17), já os tirantes de 9 mm apresentaram comportamento elastoplástico, apresentando escoamento que ocorreu

na região da rosca (ver Figura 4.18). Comparando os valores de resistência do aço dos tirantes com os medidos na região da rosca, observa-se que a ruptura ocorreu quando a região da rosca atingiu a tensão de escoamento (Tabela 4.5). Para o tirante de 7 mm a perturbação das tensões promovida pela rosca levou à ruptura prematura do tirante, já para o tirante de 9 mm a perturbação de tensões foi menor, uma vez que o passo da rosca não representa uma variação geométrica tão acentuada quanto no tirante de 7 mm. Em resumo, o sistema de ancoragem com a porca reduziu a tensão final de escoamento do tirante de 1360 MPa para 857 MPa (valor médio).



(a) Tirantes de  $\phi = 7$  mm (ruptura na rosca)



(b) Tirantes de  $\phi = 9$  mm (ruptura na rosca)

Figura 4.16 - Região de ruptura dos tirantes de aço observado no ensaio de caracterização

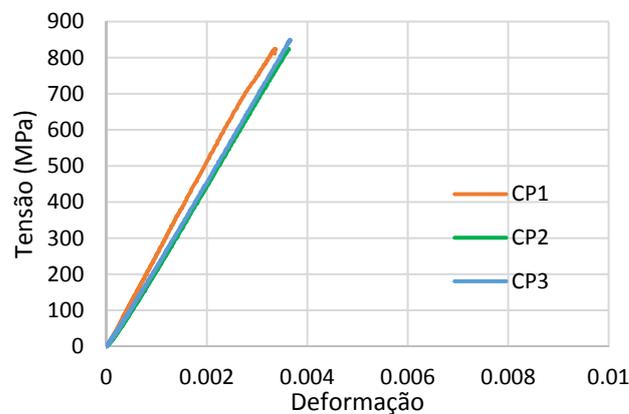


Figura 4.17 - Tensão de tração *versus* deformação específica obtidas no ensaio dos tirantes de  $\phi = 7$  mm

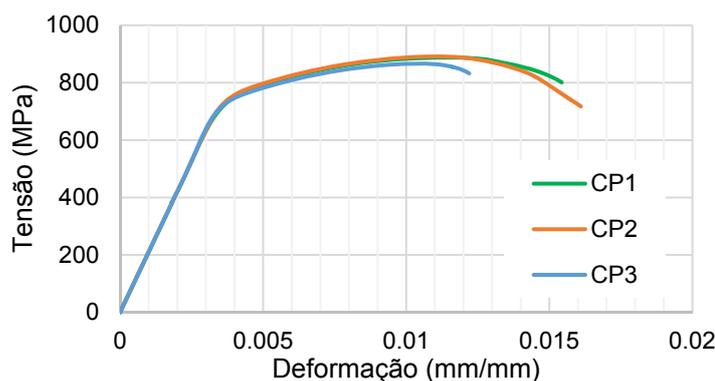


Figura 4.18 - Tensão de tração *versus* deformação específica obtidas no ensaio dos tirantes de  $\phi = 9$  mm

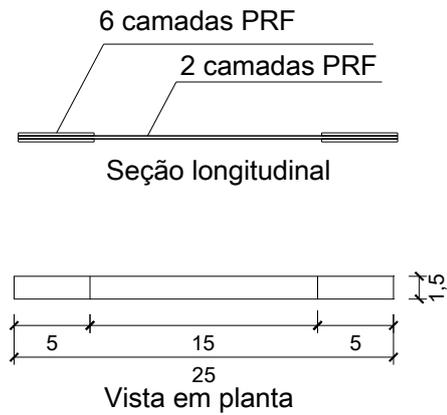
Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas dos tirantes obtidos no ensaio de caracterização

$\phi_{\text{tirante}}$ (mm)	$\phi_{\text{rosca}}$ (mm)	$A_{\text{tirante}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\text{rosca}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\text{rosca}}/A_{\text{tirante}}$	$f_{y_u, \text{tirante}}$ (média em MPa)	$f_{y_u, \text{rosca}}$ (média em MPa)
7	5.5	38.5	23.8	0.617	833	1349
9	7.25	63.6	41.3	0.649	882	1359
Média				0.633	857	

#### 4.1.2.2 PRF

Para o PRF foi utilizado o tecido de fibra de carbono SikaWrap 300 c/60 e para a matriz foi utilizada a resina bicomponente do tipo epóxi Sikadur 330, ambos doados pela empresa Sika®. Em todas as análises do projeto foram consideradas apenas as propriedades mecânicas do tecido de fibra de carbono na direção das fibras, desprezando a contribuição da matriz e as propriedades nas outras direções.

Para caracterizar o tecido foi realizado ensaio em três corpos de prova seguindo as recomendações da ASTM D3039:2014. O ensaio foi realizado na Máquina de Ensaio EMIC (ver Figura 4.15a) na qual foram utilizadas as garras da própria máquina para prender os corpos de prova. As dimensões e imagens dos corpos de prova são apresentadas na Figura 4.20. O comportamento do PRF solicitado por tensões de tração é elástico linear com ruptura frágil (ver modo de ruptura na Figura 4.21). Na Tabela 4.6 são apresentadas as propriedades mecânicas obtidas em comparação com os valores fornecidos pelo fabricante.



(a) Dimensões em centímetros

(b) Aspectos dos corpos de prova

Figura 4.19 - Corpos de prova de PRF moldados para ensaio de tração



Figura 4.20 - Corpos de prova de PRF após a ruptura

Tabela 4.6 - Propriedades mecânicas dos tirantes obtidos no ensaio de caracterização

	F (N)	$\epsilon_f$ (mm/mm)	Largura (mm)	Espessura (mm)	$f_f$ (MPa)	$E_f$ (MPa)
CP1	17688.0	0.01444	17.25	0.16600	3089	213885
CP2	16571.0	0.01353	16.41	0.16600	3041	224788
CP3	15020.0	0.01226	16.61	0.16600	2724	222171
Média		0.01341		0.16600	2951	220281
Fabricante		0.01500		0.16600	3450	230000

#### 4.1.2.3 Modelagem dos pilares

Considerando os mesmos parâmetros utilizados nas modelagens para a definição da série, foram modelados os pilares da série definitiva antes de realizar os ensaios, gerando as curvas previstas de força e deslocamento indicados no gráfico da Figura 4.21.

Para comparar esses resultados, foi realizada uma previsão da força última por meio do modelo analítico desenvolvido inicialmente. Para determinar os valores dos coeficientes  $k_f$  e  $k_s$  foram tomadas as deformações no PRF e nos tirantes em relação às deformações máximas medidas na caracterização. O critério para definir a força última do pilar foi a correspondente à deformação de ruptura do tirante, conforme medido no ensaio de caracterização. Na Tabela 4.7 são apresentados esses coeficientes bem como os valores de previsão analítica e numérica, e no gráfico da Figura 4.22 é possível observar a boa correlação entre essas duas previsões.

Uma vez consideradas as previsões satisfatórias, deu-se início à construção dos pilares para realização dos ensaios.

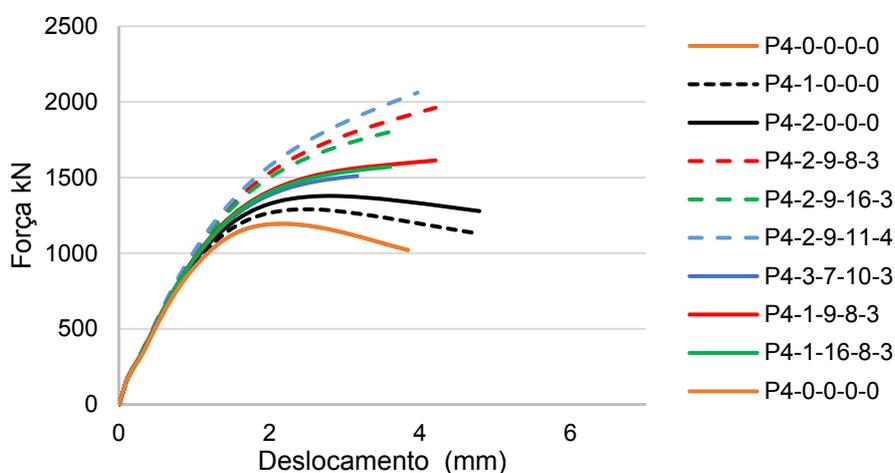


Figura 4.21 - Curvas previstas por meio de modelagem numérica de força versus deslocamento dos pilares da série definitiva

Tabela 4.7 - Comparação entre previsão analítica e numérica da série definitiva de ensaios

Pilar	$F_{numéric}$ (kN)	$k_f$	$k_s$	$F_{analítico}$ (kN)	$F_{an.}/F_{num.}$
P4-1-9-8-3-25	1613	0.4920	0.633	1709.95676	1.06
P4-2-9-8-3-25	1962	0.4313	0.633	2026.3573	1.03
P4-1-9-16-3-31	1571	0.3847	0.633	1618.33717	1.03
P4-2-9-16-3-31	1802	0.3540	0.633	1865.98654	1.03
P4-2-9-11-4-25	2061	0.3953	0.633	2031.30938	0.98
P4-1-7-10-3-25	1509	0.3340	0.633	1528.65083	1.01

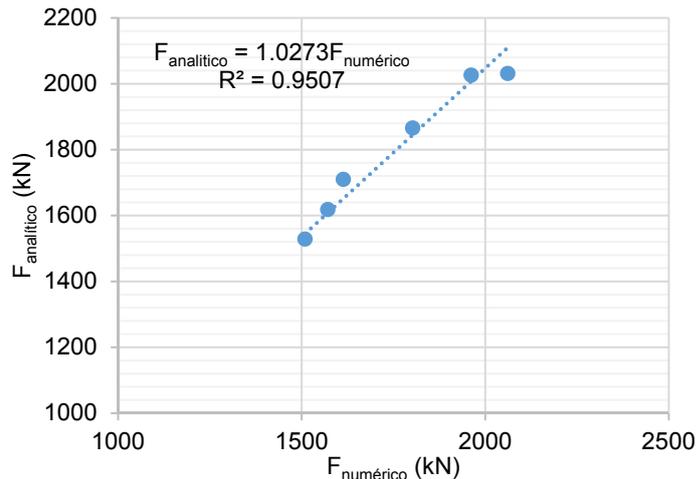


Figura 4.22 - Comparação entre previsão analítica e numérica dos pilares da série definitiva de ensaios

#### 4.1.2.4 Fôrmas

As fôrmas foram feitas sob encomenda, em madeira compensada de 18 mm de espessura, revestidas com membrana impermeável (ver Figura 4.23). A montagem das formas foi feita utilizando parafusos para facilitar a desforma, e os cantos arredondados foram feitos a partir de cano de PVC fixados com massa plástica.

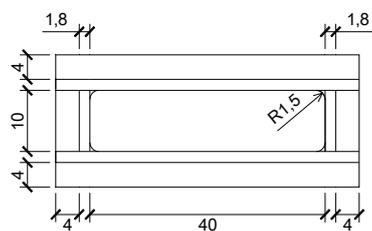
Por simplicidade de execução, os pilares já foram concretados com os tirantes posicionados por meio das fôrmas. No caso de um reforço em um pilar já existente em um edifício, por exemplo. A equivalência do sistema de reforço com tirantes deve ser feita por meio do furo no concreto do pilar, o posicionamento do tirante e preenchimento da possível folga entre o furo e o tirante com uma resina epóxi, mantendo assim, a ligação entre tirante e concreto, semelhante ao executado neste ensaio.

Logo, para posicionar os tirantes de aço, foram feitos furos laterais nas fôrmas posicionando os tirantes com abraçadeiras de plástico para evitar que eles saiam da posição durante a concretagem, como mostra a Figura 4.23b.

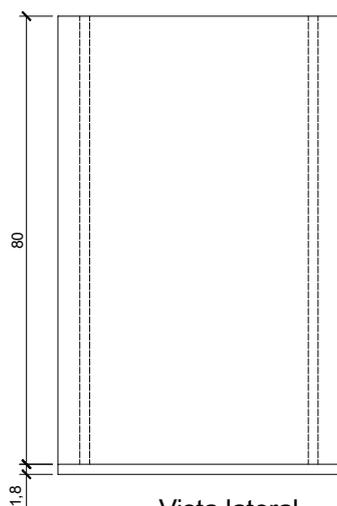
#### 4.1.2.5 Concreto, concretagem e cura

Foi feito estudo de dosagem experimental para definir a resistência do concreto. Para isso foram moldados 45 corpos de prova cilíndricos de dimensões 10 cm x 20 cm para serem rompidos nas idades de 7, 14, 28 e 60 dias. Os dados possibilitaram gerar as curvas de dosagem experimental (ver Figura 4.24) para um

mesmo abatimento em tronco de cone (*slump test*) de 22 cm. O traço definido para a idade de 28 dias está apresentado na Tabela 4.8.



Vista em planta



Vista lateral

(a) Dimensões



(b) Fôrmas construídas e os tirantes já posicionados fixados com abraçadeiras elásticas

Figura 4.23 - Fôrmas dos pilares

A concretagem foi feita por meio de duas betonadas de traços idênticos em que os materiais foram medidos em massa por meio de balança. Foi utilizada betoneira basculante com capacidade de 350 litros, sendo cada betonada teve 210 litros. Para cada betonada também foram moldados seis corpos de prova para caracterização. No dia da concretagem, foi medida a umidade da areia para fazer a correção da água. Além disso, para se manter o mesmo índice de abatimento, parte da água não foi utilizada, reduzindo a relação a/c, sendo o traço efetivo mostrado na Tabela 4.8. O adensamento do concreto foi feito com vibrador do tipo agulha.

A cura dos pilares foi feita protegendo-os com lona plástica por 7 dias. No entanto, por um erro técnico de comunicação no laboratório, os corpos de prova para caracterização foram desformados no dia seguinte à concretagem e foram deixados fora da lona de proteção. Isso fez com que a resistência dos mesmos ficasse abaixo da resistência medida nos pilares. Nos corpos de prova a resistência média foi de

17 MPa e nos pilares mediu-se uma resistência de 25 MPa à compressão. Devido a esse erro, os resultados dos corpos de prova tiveram que ser descartados.

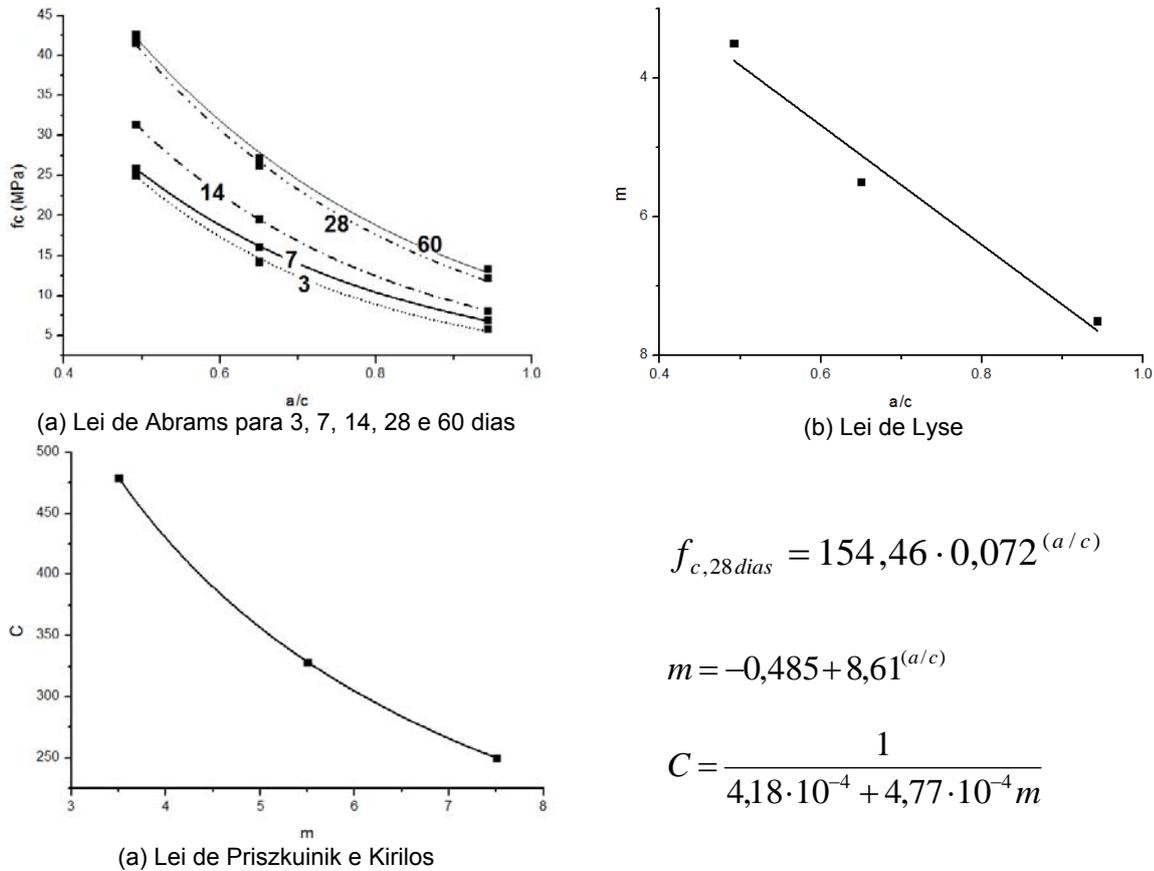


Figura 4.24 - Curvas de dosagem do concreto determinadas experimentalmente, sendo m a relação em massa seca de agregado dividida pelo consumo de cimento C e a/c a relação água cimento.

Tabela 4.8 - Traço para concreto de 25 MPa aos 28 dias

	Inicial	Corrigido areia de U=2,39%	Corrigido pelo slump (Final)
Cimento CP II E 32 (Marca Itaú)	1.00	1.00	1.00
Areia	2.43	2.49	2.49
Brita 1	3.04	3.04	3.04
Água / cimento	0.69	0.63	0.49

#### 4.1.2.6 Encamisamento dos pilares

Após sete dias de cura os pilares foram deformados e iniciou-se o lixamento dos pontos com rebarbas deixadas pelas fôrmas junto aos cantos arredondados, que foi feito com esmerilhadora e rebolo diamantado (ver Figura 4.25). Os pequenos pontos de bolhas junto a superfície foram preenchidos com massa plástica e posteriormente lixados. Antes de iniciar o encamisamento, todos os pilares foram limpos com brocha para retirar o pó, certificando que a superfície estava suavemente lisa para receber o PRF.



(a) Pilares desformados



(b) Lixamento da superfície junto aos cantos

Figura 4.25 - Preparação dos pilares

Para promover o encamisamento dos pilares, o tecido de fibra de carbono foi cortado em fitas sob medida para cada pilar, de acordo com o espaçamento entre os tirantes. Para cada camada de PRF foi cortada uma fita, não promovendo o encamisamento contínuo de modo a facilitar o processo de aplicação. Em cada camada foi dado um traspasse de 10 cm conforme recomendação do fabricante e foi usada uma taxa aproximada de 1 kg/m<sup>2</sup> de resina epóxi em cada camada. O resultado pode ser observado na Figura 4.26, ilustrando o fato de que nos pilares com tirante formaram-se pequenas faixas sem PRF com largura igual ao diâmetro dos tirantes. Nas extremidades dos pilares foram aplicadas quatro camadas de PRF para evitar rupturas localizadas nessas regiões.



(a) Aspecto do pilar com tirante revestido com PRF



(b) Detalhe das faixas sem PRF devido à presença dos tirantes



(c) Pilar sem tirante revestido com PRF

Figura 4.26 - Pilares encamisados com PRF

#### 4.1.2.7 Fixação dos perfis metálicos

Considerando as imperfeições da superfície dos pilares após a aplicação do PRF, foi necessário adicionar resina epóxi entre o perfil e a superfície do PRF. Para isso, misturou-se a resina epóxi que foi posteriormente colocada em um saco plástico formando uma bisnaga. Como a resina é pastosa, essa foi aplicada em excesso na face do perfil que iria ficar em contato com o PRF, de modo que ao fixar o perfil com as porcas, o excesso de resina foi expelido, garantindo o contato em toda a superfície nas regiões de imperfeição, como mostra a Figura 4.27. Nos pontos com maiores imperfeições, a camada final de resina ficou com espessura entre 2 mm a 5 mm.

#### 4.1.2.8 Retificação dos pilares

Para retificar as extremidades dos pilares que ficaram em contato com os pratos da prensa foi utilizada massa plástica. A aplicação foi feita com o auxílio de uma placa de vidro revestida com plástico filme. Antes de executar o procedimento todos os pilares foram posicionados na vertical com o auxílio de um prumo de corda do tipo pêndulo. A massa plástica era colocada sobre a área a ser retificada e com a placa de vidro e um nível de bolha a massa era pressionada expelindo o excesso, de modo que, se o pilar estava na vertical e a placa de vidro estivesse no plano horizontal, as extremidades estariam perpendiculares ao eixo longitudinal do pilar. Feito em uma extremidade os pilares foram virados de cabeça para baixo e o processo foi refeito. Ao final, formou-se uma camada de até aproximadamente 5 mm nas extremidades dos pilares (ver Figura 4.28). As extremidades dos perfis de apoio ficaram afastadas da extremidade do pilar (1,5 cm) para evitar que os perfis encostassem nos pratos da prensa.



(a) Região plana: fina camada de resina      (b) Região com imperfeições: espessa camada de resina

Figura 4.27 - Resina epóxi promovendo o contato entre o perfil de aço e a superfície do PRF



(a) Pilar sem tirante

(b) Pilar com tirantes: perfil de aço não vai até a extremidade do pilar

Figura 4.28 - Extremidade dos pilares regularizadas com massa plástica

#### 4.1.2.9 Instrumentação

A instrumentação dos pilares foi feita utilizando extensômetros fabricados pela *Zhonghang Eletronic Measurements Instruments* do modelo BF350-AA(11)N6 com grade de 3 mm de leitura. Os extensômetros foram posicionados em três tirantes intermediários no pilar (ver Figura 4.29). Também foram instrumentados oito pontos do PRF na altura intermediária do pilar, formando trechos de perímetro diametralmente opostos, e por fim um dos perfis de apoio de cada pilar foi instrumentada com três extensômetros longitudinais na tentativa de medir a flexão do perfil. Para medir a deformação axial do pilar foram utilizados quatro transdutores

de deslocamento posicionados junto aos cantos arredondados da seção (Figura 4.30) formando uma base de medida de 41 cm.

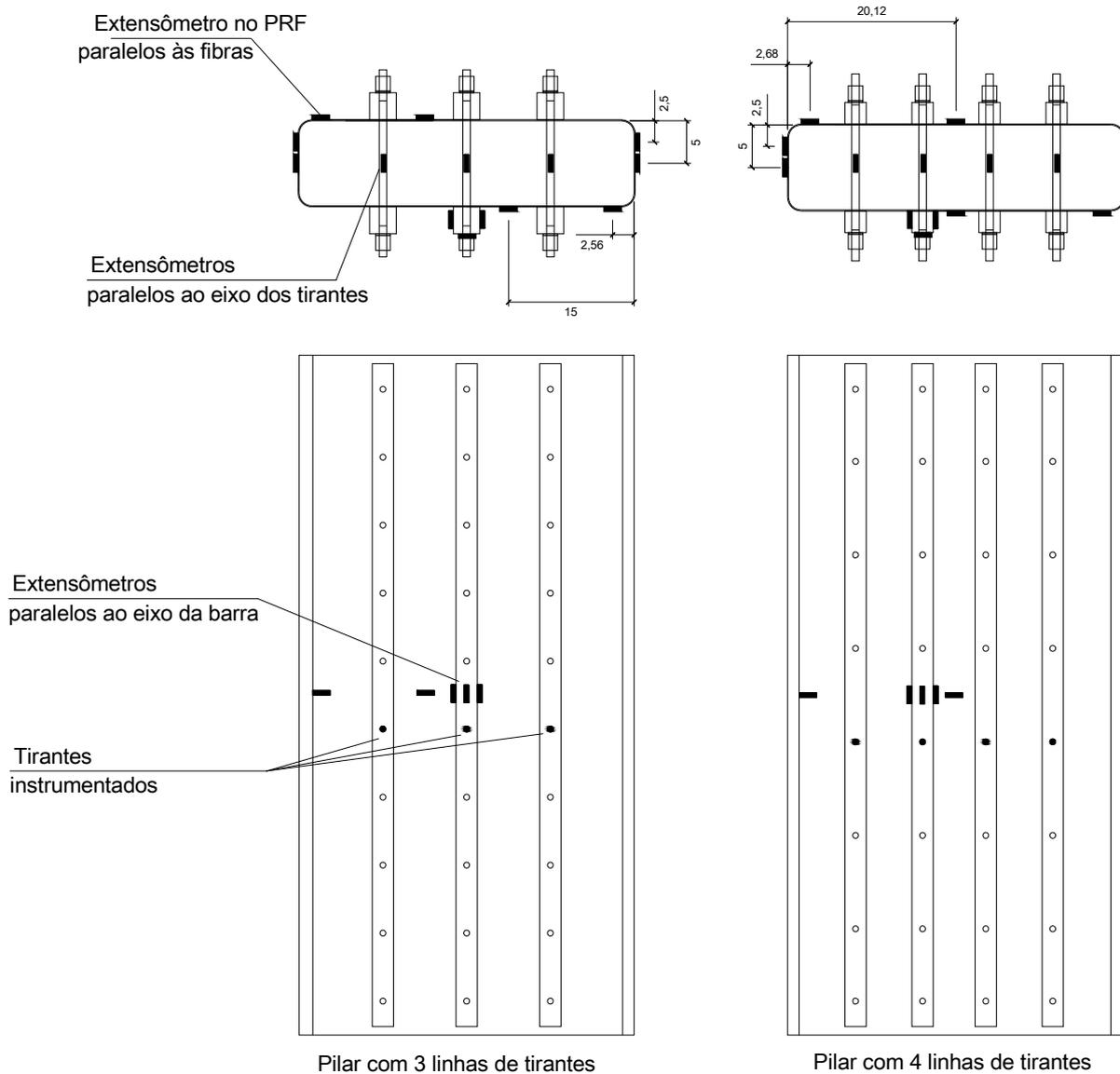


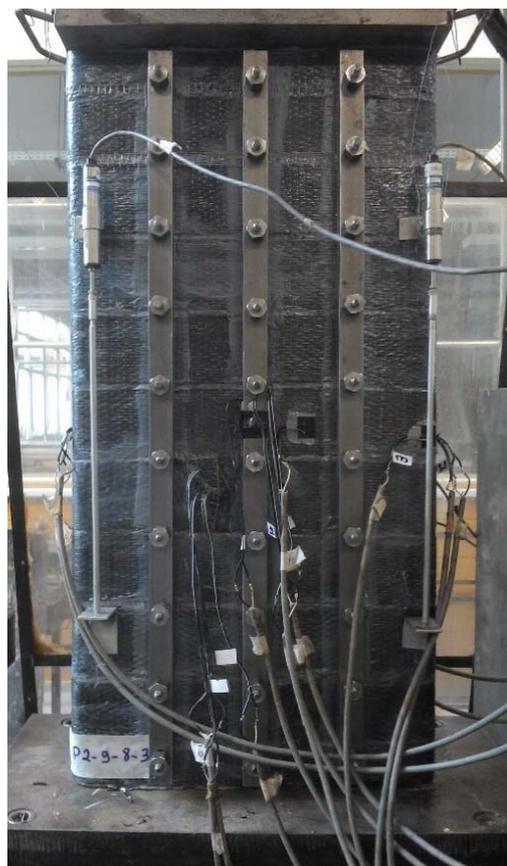
Figura 4.29 - Pontos onde foram posicionados os extensômetros elétricos

#### 4.1.3 Ensaio dos pilares

Os pilares foram ensaiados com controle de deslocamento na máquina Servo-hidráulica da marca INSTRON modelo 8506 (Figura 4.31). A velocidade de deslocamento do pistão foi de 0,0025 mm/s. Para a gravação dos resultados e a aquisição de dados foi utilizado o equipamento System 5000 da marca VISHAY. Na Figura 4.32 são mostrados os pilares prontos para serem ensaiados.



(a) Extensômetros colados no PRF



(b) Pilar instrumentado com extensômetros e transdutores de deslocamentos junto aos cantos arredondados

Figura 4.30 - Pilares instrumentados



Figura 4.31 - Máquina de ensaios INSTRON com capacidade de 2500 kN



Figura 4.32 - Pilares reforçados da série definitiva

## 4.2 RESULTADOS E ANÁLISES

### 4.2.1 Acréscimo de resistência dos pilares

Todos os pilares reforçados apresentaram acréscimo de resistência em relação aos pilares de referência, não reforçados (ver Tabela 4.9). Os pilares reforçados apenas com o PRF (P4-1-0-0-0 e P4-2-0-0-0), além de indicarem pequeno acréscimo de resistência, apresentaram segundo trecho decrescente, como demonstram as curvas da Figura 4.33.

Tabela 4.9- Força máxima resistida pelos pilares no ensaio de compressão centrada

Pilares	$F_{exp}$ (kN)	$F_{exp}/F_{ref.}$
P4-0-0-0-a	1007.81	1.00
P4-0-0-0-b	1029.86	1.00
P4-1-0-0-0	1083.04	1.06
P4-2-0-0-0	1153.93	1.13
P4-1-9-16-3-31	1864.62	1.83
P4-2-9-16-3-31	2009.82	1.97
P4-1-9-8-3-25	1866.53	1.83
P4-2-9-8-3-25	1961.75	1.93
P4-1-7-10-3-25	1515.61	1.49
P4-2-9-11-4-25	2396.22	2.35

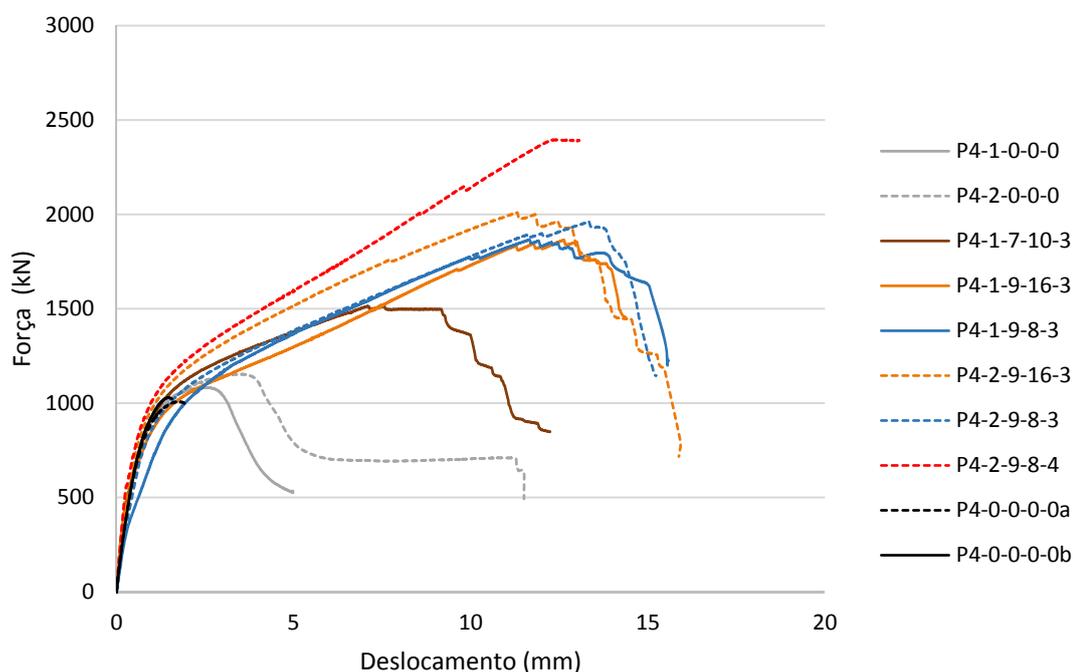


Figura 4.33 - Gráfico de força compressão versus deslocamento corrigido do pistão para os pilares ensaiados

Todos os pilares reforçados com PRF e com tirantes apresentaram segundos trechos retilíneos e ascendentes até a força última. Desses pilares, o menos reforçado apresentou aumento de 1,49 vezes (P4-1-7-10-3-25) e o pilar mais reforçado apresentou aumento de 2,5 vezes (P4-2-9-11-4-25). Observa-se também

por meio da Figura 4.33 que os valores de deslocamento desses pilares, se forem analisados em termos de deformação de compressão do concreto, representam deformações axiais que vão de 0,0095 mm/mm (deformação do pilar P4-1-7-10-3-25 na força última) até valor de 0,0162 mm/mm (pilar P4-2-9-11-4 na força última), indicando também o grande acréscimo de ductilidade dos pilares, em comparação com os pilares não reforçados, cuja deformação na força de pico foi de 0,0018 mm/mm.

#### 4.2.2 Modo de ruína dos pilares

A seguir são apresentados os comportamentos estruturais de cada pilar observados nos ensaios de compressão.

##### 4.2.2.1 Pilares de referência

Na Figura 4.34 é mostrado pilar P4-0-0-0-0a sendo ensaiado, o qual teve compressão centrada até a ruptura, indicada pelos deslocamentos medidos pelos quatro transdutores (ver Figura 4.35a). A ruptura se deu pela formação de uma fissura paralela ao eixo do pilar, como indicado na Figura 4.34c.

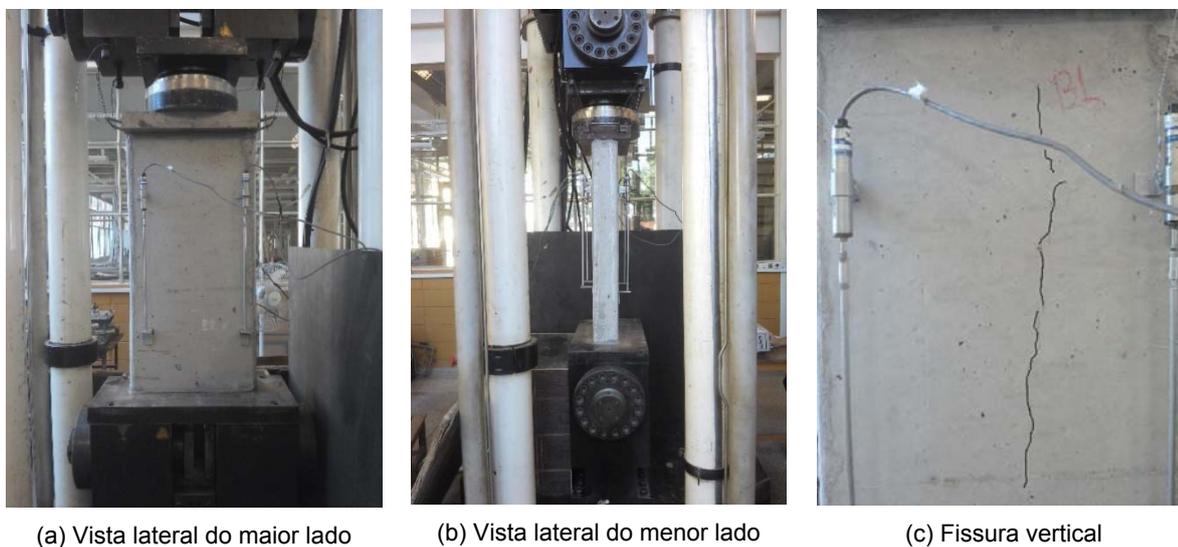


Figura 4.34 - Ensaio do Pilar P4-0-0-0-0a

O pilar P4-0-0-0-0b apresentou comportamento semelhante ao P4-0-0-0-0a, apresentando compressão centrada até a ruptura (ver gráfico da Figura 4.35b) que também ocorreu pela formação de uma fissura vertical (Figura 4.36).

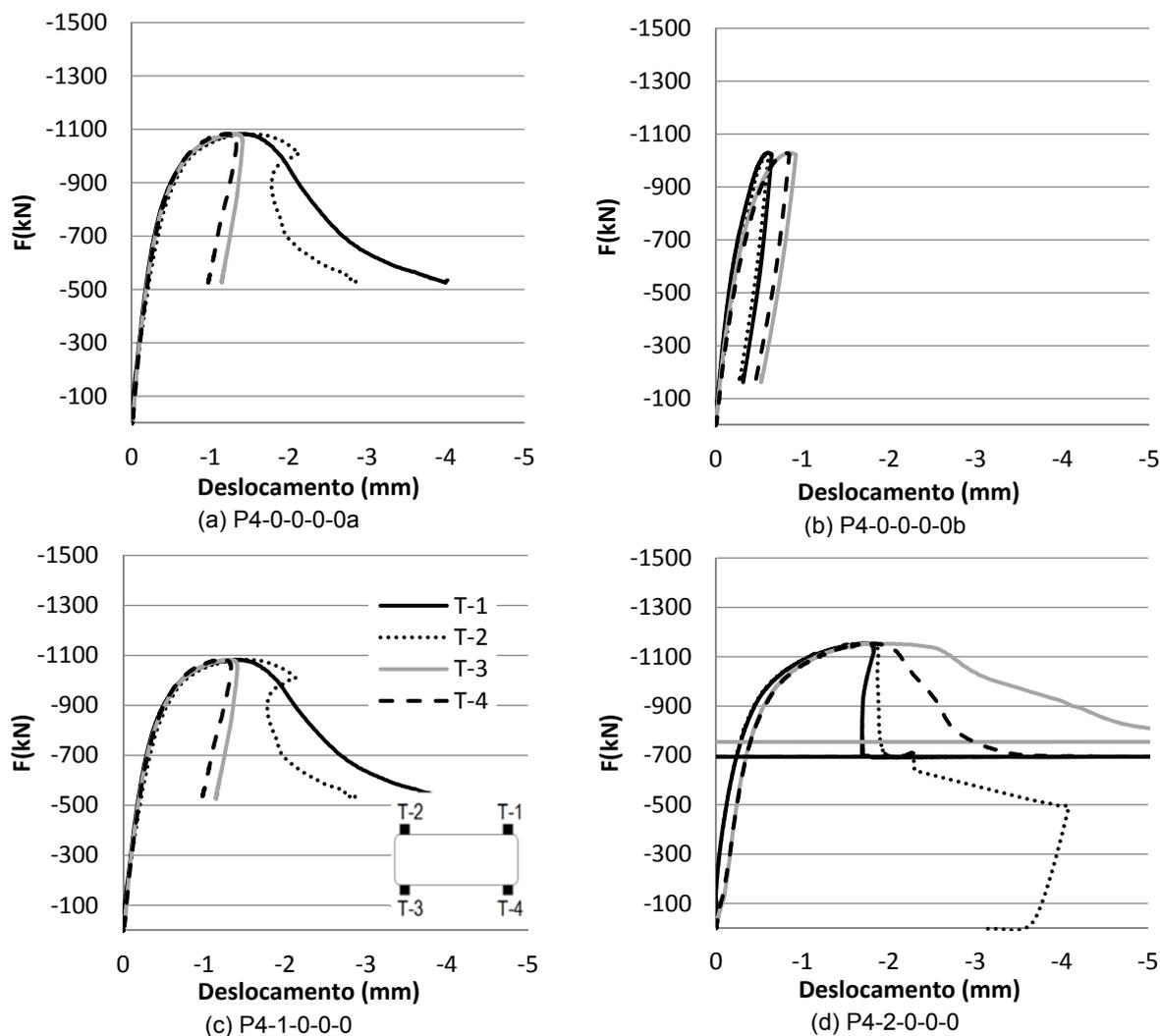


Figura 4.35 - Gráficos de força de compressão versus deslocamentos medidos pelos transdutores posicionados nos vértices da seção dos pilares sem reforço e pilares reforçados apenas com PRF



Figura 4.36 - Fissura vertical durante ensaio do Pilar P4-0-0-0-0b

#### 4.2.2.2 Pilares reforçados apenas com PRF

Na Figura 4.37 é mostrado o pilar P4-1-0-0-0 sendo ensaiado. Esse pilar apresentou compressão centrada até a força de pico (ver Figura 4.35c), situação a partir da qual começaram a ocorrer rupturas internas evidenciados pela ondulação na manta de

PRF que não promoveu o confinamento lateral promovido nos maiores lados do pilar (ver Figura 4.37 c e d). Essas rupturas conduziram à formação de excentricidades internas que conduziram à perda de resistência do pilar. O carregamento foi conduzido até 50% da força máxima sem que se tenha observado a ruptura do PRF.



(a) Vista lateral do maior lado



(b) Vista lateral do menor lado



(c) Ruptura interna do concreto com expansão lateral do concreto do maior lado da seção



(d) Detalhe da expansão lateral do concreto no maior lado do pilar

Figura 4.37 - Ensaio do pilar P4-1-0-0-0

O pilar P4-2-0-0-0 apresentou compressão centrada até a força de pico, como indicado pelos transdutores na Figura 4.35d. A partir desse estágio, começou a ocorrer expansão lateral do concreto nos maiores lados do pilar, com a formação de bulbos de expansão, claramente observados na Figura 4.38b. Essa expansão lateral promoveu a formação de excentricidade interna, observada pela maior compressão de um dos lados do pilar (ver Figura 4.35d). Isso acarretou a perda de resistência do pilar que apresentou segundo trecho descendente (ver Figura 4.33) até a ruptura do PRF, como indicado na Figura 4.38d.

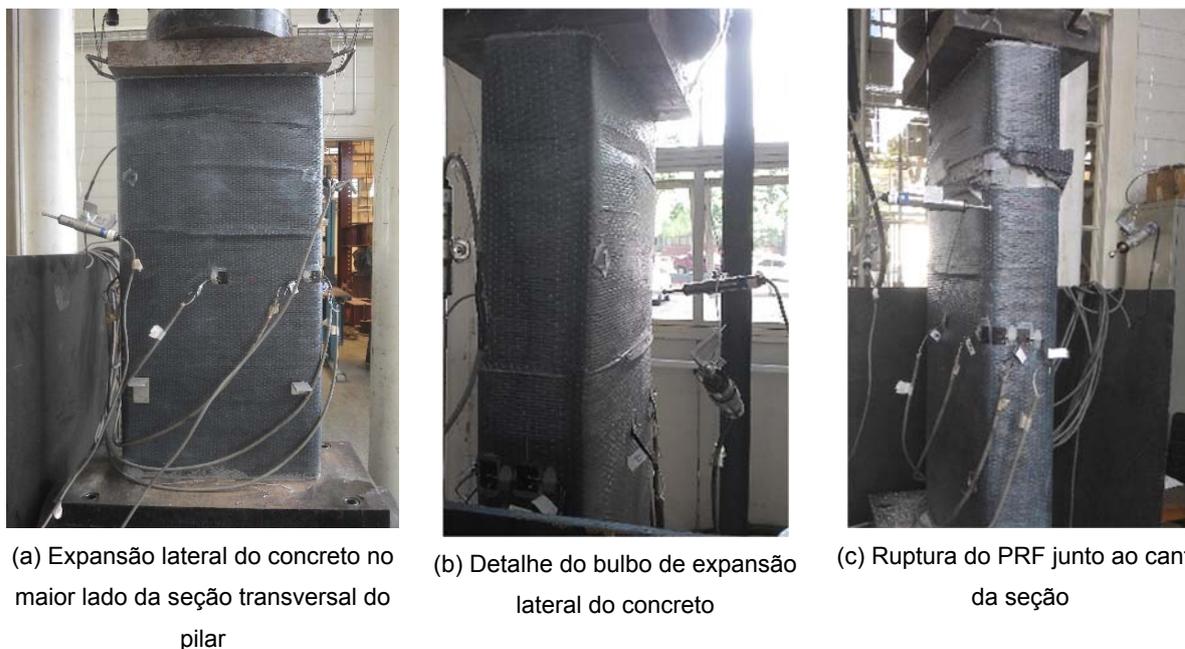


Figura 4.38 - Ensaio do pilar P4-2-0-0-0

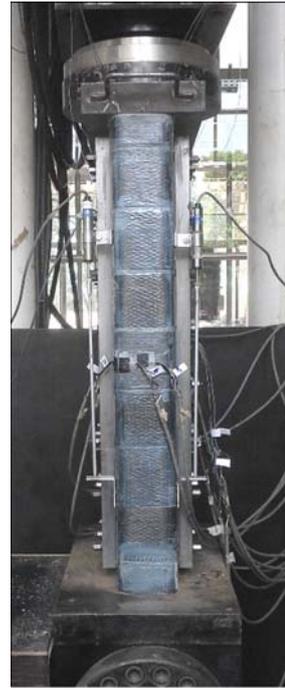
#### 4.2.2.3 Pilares reforçados com PRF, tirantes e perfis de aço

Na Figura 4.39 é mostrado o pilar P4-1-7-10-3-25 durante o ensaio, o qual indicou compressão centrada até a força de ruptura, como indicado pelas curvas dos transdutores mostradas na Figura 4.40e. Próximo à força de ruptura, alguns tirantes romperam na região da rosca ou no limite entre a rosca e a parte lisa dos tirantes (ver Figura 4.41). Isso ocorreu pois com a deformação do pilar, os perfis de aço, mesmo coladas com resina, começaram a se deslizar sobre o PRF, promovendo um deslocamento relativo. Isso levou à uma flexão do tirante, como indicado na Figura 4.42. Além disso, o grande estágio de deformação do pilar fez com que o furo em falsa elipse dos perfis fosse pequeno, acarretando na formação de um efeito de pino nos tirantes. Essas situações promoveram concentrações de tensão, além das tensões axiais próprias do tirante, levando à ruptura prematura de alguns destes, predominantemente localizados nas extremidades do pilar, com pode ser visto na Figura 4.39c.

Durante o ensaio a ruptura dos tirantes se deu de modo frágil com “estouro” projetando as porcas à distância de alguns metros. Após a ruptura de vários tirantes e a perda de força do pilar o PRF rompeu de modo busco em um dos menores lados, como indicando na Figura 4.39d. Em nenhum ponto do pilar foi observada visualmente expansão lateral do concreto, indicando o bom confinamento lateral promovido até a ruptura.



(a) Vista lateral do maior lado do pilar



(b) Vista lateral do menor lado do pilar



(c) Ruptura dos tirantes da extremidade do pilar



(d) Ruptura do PRP no menor lado do pilar

Figura 4.39 - Ensaio do pilar P4-1-7-11-3-25

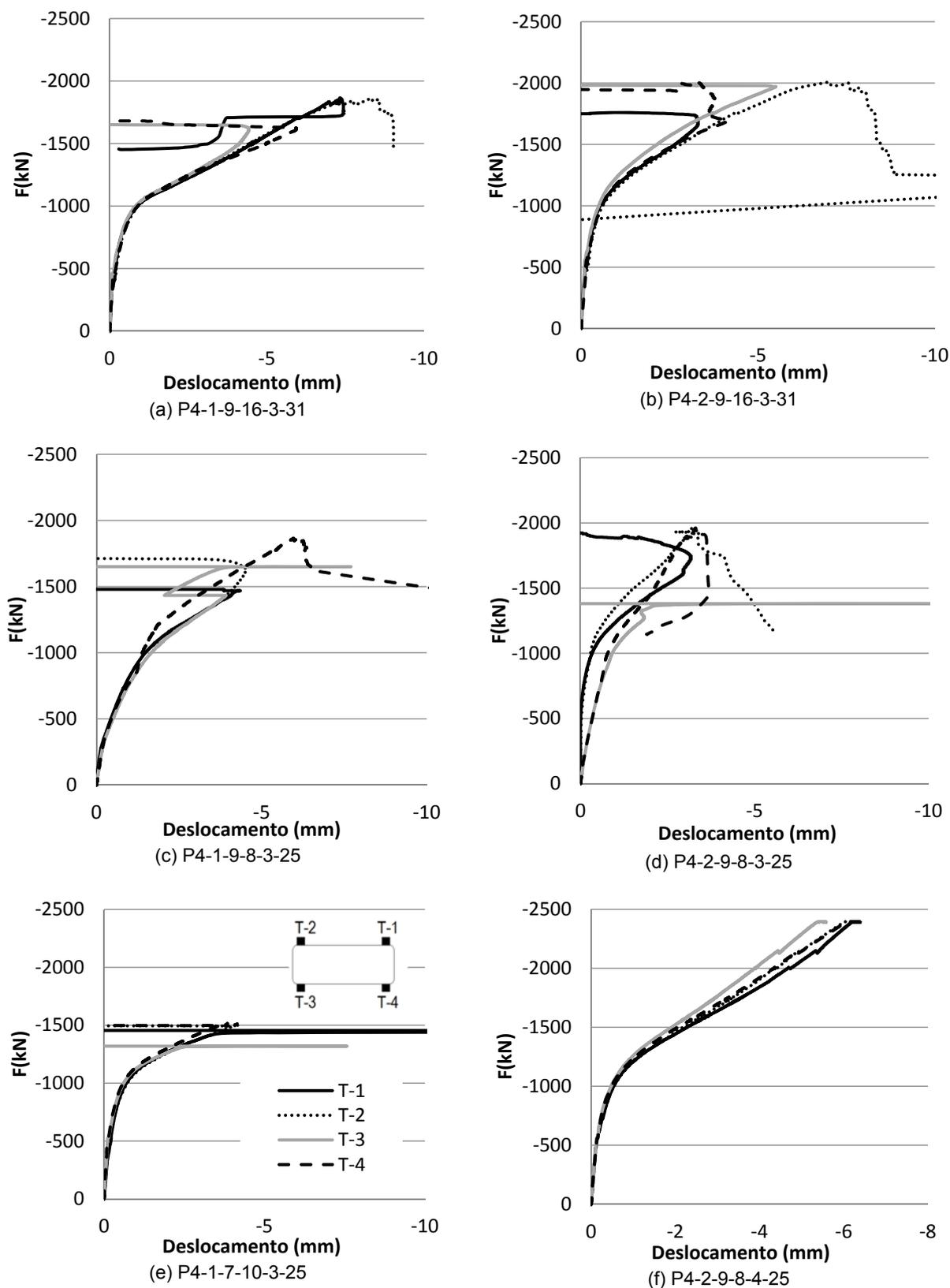


Figura 4.40 - Gráficos de força de compressão versus deslocamentos medidos pelos transdutores posicionados nos vértices da seção dos pilares reforçados apenas com PRF e tirantes de aço



(a) Rupturas típicas do tirante



(b) Efeito de pino no tirante

Figura 4.41 - Ruptura do tirante de 7 mm de diâmetro no ensaio do pilar P4-1-7-11-3-25

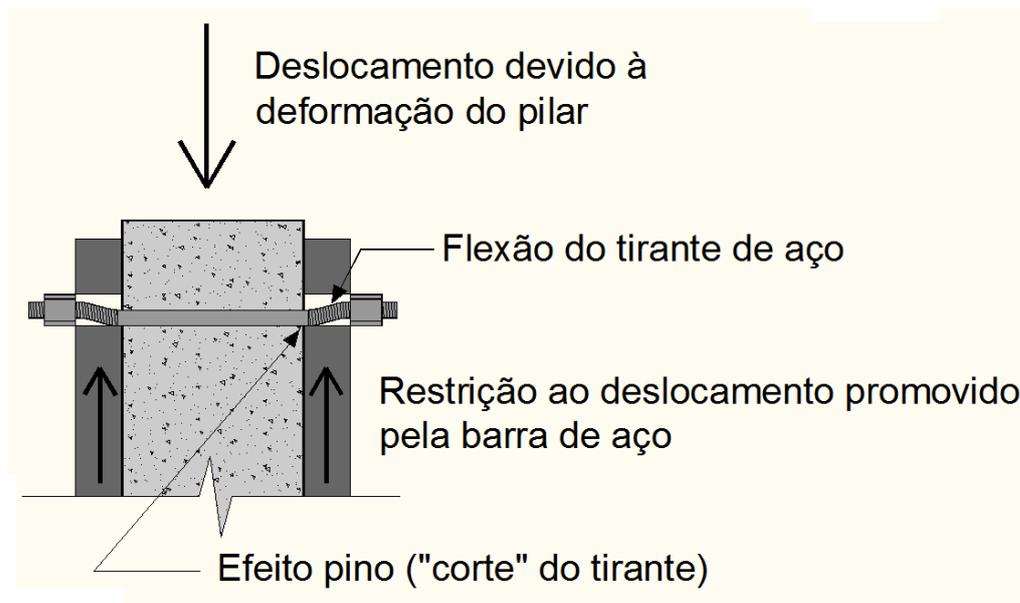


Figura 4.42 - Esquema demonstrativo dos efeitos de flexão e pino ocorrendo no tirante de aço

Os pilares P4-1-9-16-3-31 e P4-2-9-16-3-31 tiveram comportamento estrutural semelhante, com compressão centrada até a ruptura (ver curvas dos deslocamentos dos transdutores na Figura 4.40 a e b, sendo que alguns transdutores se soltaram do pilar nos estágios próximos à força última). Na Figura 4.43 e na Figura 4.44 são mostrados os pilares sendo ensaiados. Nos estágios próximos à ruptura alguns tirantes próximos às extremidades dos pilares romperam bruscamente pelo mesmo motivo ocorrido no pilar P4-1-7-10-3-25. Isso acarretou a redução do efeito de confinamento levando à queda de força do pilar, seguida pela ruptura do PRF em um dos menores lados dos pilares (ver Figuras 4.43d e 4.44c). Até o estágio de ruptura dos pilares, não foram observados bulbos de expansão lateral do concreto, indicando que o sistema de contenção lateral foi eficiente.



(a) Vista lateral do maior lado



(b) Ruptura do tirante junto à extremidade inferior do pilar



(c) Ruptura do tirante na extremidade superior do pilar



(d) Ruptura do PRF no menor lado da seção

Figura 4.43 - Ensaio do pilar P4-1-9-16-3-31

Na Figura 4.45 são mostrados os tipos de ruptura ocorridos nos tirantes de 9 mm de diâmetro, e que foram semelhantes às rupturas ocorridas com os tirantes de 7 mm de diâmetro.



(a) Fissura horizontal indicando esmagamento na região sem PRF



(b) Ruptura do tirante na extremidade inferior e fissura horizontal indicando esmagamento na região sem PRF



(c) Ruptura do PRF junto aos cantos arredondados



(d) Aspecto final do pilar após a ruína

Figura 4.44 - Ensaio do pilar P4-2-9-16-3-31



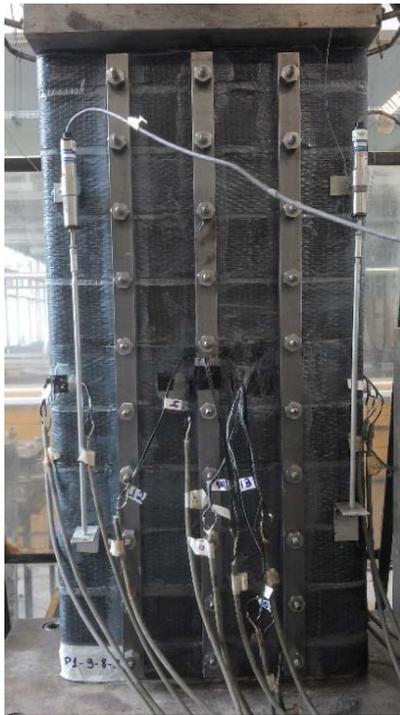
Figura 4.45 - Tipos de ruptura dos tirantes de 9 mm de diâmetro

Nas Figuras 4.46 e 4.47 são mostrados os pilares P4-1-9-8-3-25 e P4-2-9-8-3-25 sendo ensaiados. Como pode-se observar nas Figura 4.40 c e d, esses pilares não tiveram compressão centrada, pois os transdutores indicaram uma evolução diferente na medida dos deslocamentos de cada lado do pilar. Além disso, por meio da Figura 4.46b e da Figura 4.47b pode-se ter a confirmação visual desse fato. O P4-1-9-8-3-25 ficou inclinado em relação ao eixo vertical e o P4-2-9-8-3-25

apresentou curvatura do eixo junto à extremidade inferior. Isso pode ter ocorrido devido a possíveis erros no processo de retificação das extremidades, gerando excentricidades acidentais iniciais que tenderam a se aumentar com o carregamento do pilar.

Por meio dos gráficos da Figura 4.40c e d observa-se que o pilar P4-1-9-8-3-25, nos estágios iniciais de carregamento, apresentou uma baixa rigidez em relação aos demais pilares e no segundo trecho observa-se que um dos transdutores começou a diferir dos demais. Para o pilar P4-2-9-8-3-25 observa-se que desde o início do carregamento um dos lados foi mais comprimido e o outro praticamente não deformou, sendo que essa diferença só aumentou com o incremento de carregamento. Essas excentricidades levaram à uma ruptura prematura do concreto nas extremidades do pilar junto à borda mais comprimida dos pilares, conduzindo também à ruptura prematura de tirantes nessas regiões (ver Figuras 4.46c e 4.47c). Mesmo com essa ruptura local os pilares apresentaram incremento de carga até que outros tirantes romperam definindo assim a força última dos pilares. Na fase pós-pico ocorreu a ruptura do PRF (ver Figuras 4.46d e 4.47d). Essas excentricidades iniciais fizeram com que esses pilares rompessem com uma força última abaixo do esperado, considerando que eles apresentam uma taxa de reforço de tirantes aço maior que os pilares P4-1-9-16-3-31 e P4-2-9-16-3-31.

De todos os pilares ensaiados, o pilar P4-2-9-11-4-25 foi o que apresentou o maior acréscimo de resistência. Os deslocamentos medidos pelos transdutores (ver Figura 4.40f) indicam que ele apresentou compressão simétrica até a força última. Nos estágios finais de carregamento apenas dois tirantes romperam (ver Figura 4.48 b e c), possivelmente devido à flexo-tração dos tirantes e efeito de pino, no entanto o pilar continuou apresentando incremento de carga. Para os estágios finais observou-se grande índice de deformação axial do concreto, apresentando fissuras horizontais na região sem PRF, como pode ser visto na Figura 4.48d. Apesar de não ser possível identificar no gráfico da Figura 4.33, foi possível atingir a força de pico para o pilar P4-2-9-11-4-25, que logo em seguida começou a apresentar uma leve queda de força. No entanto, a máquina parou, não possibilitando gerar o trecho pós pico até que fosse detectada a ruptura do PRF, que permaneceu praticamente intacto.



(a) Vista do maior lado do pilar



(b) Excentricidade acidental na extremidade superior do pilar



(c) Ruptura do concreto na extremidade superior do pilar (lado mais comprimido devido à excentricidade acidental) e ruptura dos tirantes



(d) Ruptura do PRF no menor lado do pilar

Figura 4.46 - Ensaio do pilar P4-1-9-8-3-25



(a) Vista do maior lado do pilar



(b) Pilar apresentando curvatura junto à extremidade inferior devido à excentricidade acidental



(c) Ruptura por compressão do concreto no lado mais comprimido (devido à excentricidade acidental) na região desprotegida pelos perfis de aço



(d) Ruptura do PRF junto ao canto arredondado da seção

Figura 4.47 - Ensaio do pilar P4-2-9-8-3-25



(a) Vista do maior lado do pilar



(b) Ruptura do tirante na extremidade superior



(c) Ruptura do tirante na extremidade inferior



(d) Fissura horizontal indicando esmagamento do concreto na região sem PRF



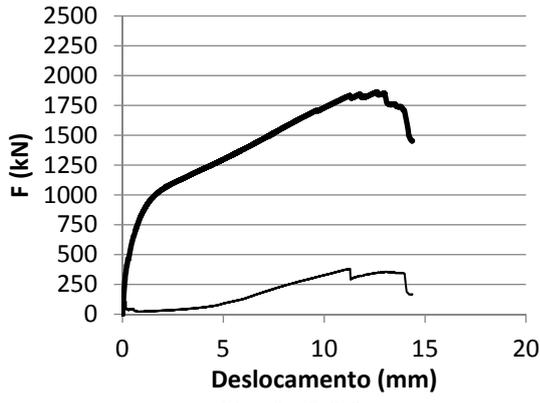
(e) Efeito de pino no tirante da extremidade inferior

Figura 4.48 - Ensaio do pilar P4-2-9-11-4

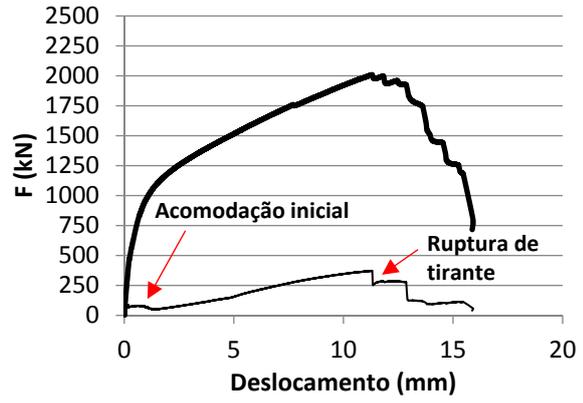
#### 4.2.3 Contribuição direta dos perfis metálicos

Nos gráficos da Figura 4.49 são mostrados os diagramas de força versus deslocamentos dos pilares juntamente com a soma das forças nos perfis de aço versus deslocamento dos pilares. A soma foi considerada a partir da medição das deformações axiais em um dos perfis. A força obtida foi multiplicada pelo número de perfis de cada pilar. Isso demonstra que os perfis apresentaram uma contribuição direta e significativa na resistência da seção do pilar. Apesar de os perfis não encostarem diretamente sobre os pratos da máquina, observou-se durante os ensaios que nos estágios iniciais a resina epóxi utilizada para fixar os perfis

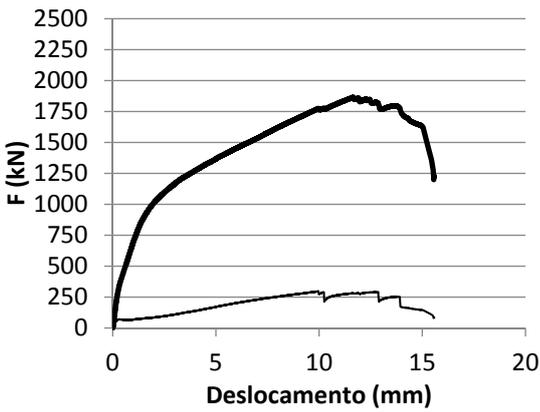
transferiu esforços para os perfis, mas como a resistência ao cisalhamento da resina é pequena, houve a ruptura da mesma, que durante os ensaios foram ouvidos pequenos “estalos”. Isso pode ser observado nos gráficos como trechos de acomodações iniciais (ver Figura 4.49). Em seguida a força nos perfis foi aumentando, sendo isso atribuído a dois efeitos: ao atrito entre os perfis e a resina epóxi e ao efeito de pino entre os tirantes e os perfis. Como esses efeitos só tendem a aumentar com o aumento do carregamento a força axial nos perfis também aumentou, até o estágio em que os tirantes romperam (ver Figura 4.49). Na Tabela 4.10 são mostradas as parcelas de força resistidas pela seção de concreto e pelos perfis de aço compondo a força total de cada pilar. Observa-se que para a maioria dos pilares a soma de força dos perfis não superou 20% da força total, sendo que apenas para o pilar P4-2-9-8-4-25 a parcela de força nos perfis foi consideravelmente maior. Isso pode ser atribuído ao fato de esse ser o pilar que possui oito perfis em comparação aos outros que possuem seis perfis, além disso, esse foi o pilar que atingiu o maior índice de confinamento, demonstrando que o atrito foi maior para esses perfis.



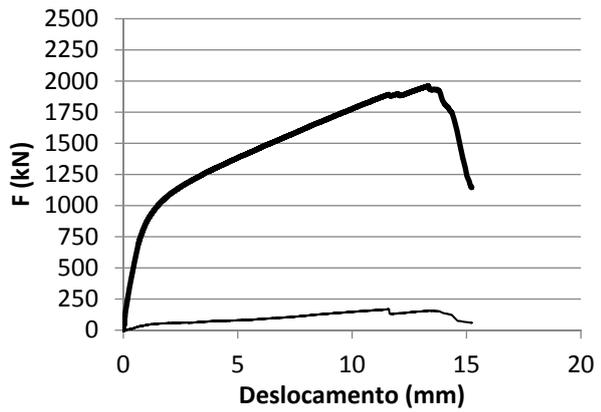
(a) P4-1-9-16-3-31



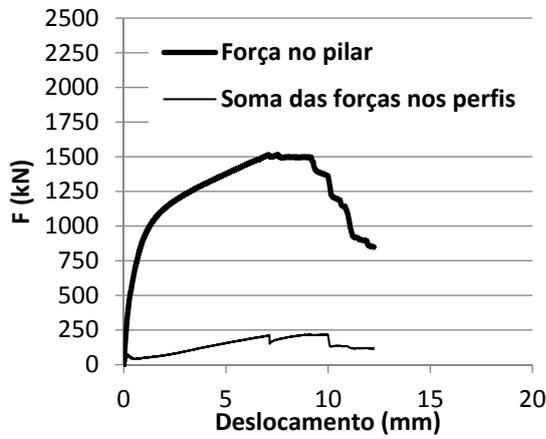
(b) P4-2-9-16-3-31



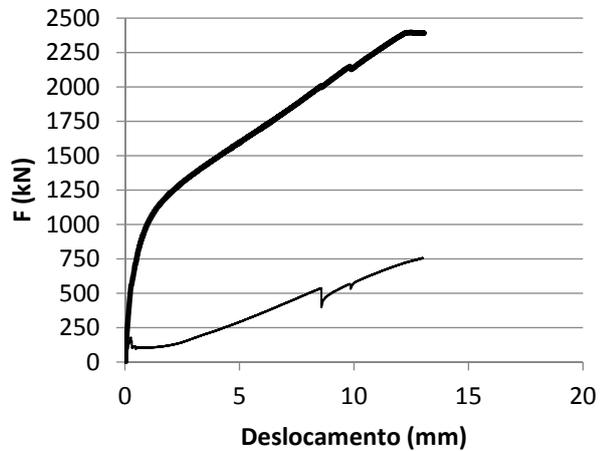
(c) P4-1-9-8-3-25



(d) P4-2-9-8-3-25



(e) P4-1-7-10-3-25



(f) P4-2-9-11-4-25

Figura 4.49 - Gráficos da soma das forças de compressão nos perfis de aço ( $F_b$ ) medida nos ensaios versus o deslocamento aplicado nos pilares juntamente com os gráficos de força total de compressão dos pilares versus deslocamento aplicado.

Tabela 4.10 - Comparação da soma das forças nos perfis com força máxima dos pilares

Pilares	$F_{exp,c}$ (kN)	$F_{perfis}$ (kN)	$F_{exp,total}$ (kN)	$F_{perfis}/F_{exp,total}$
P4-1-9-8-3-25	1570	296	1866	0.16
P4-2-9-8-3-25	1793	168	1961	0.09
P4-1-9-16-3-31	1484	380	1864	0.20
P4-2-9-16-3-31	1637	372	2009	0.19
P4-2-9-11-4-25	1638	758	2396	<b>0.32</b>
P4-1-7-10-3-25	1297	218	1515	0.14

#### 4.2.4 Deformação dos tirantes de aço

Na Figura 4.50 são mostradas curvas de tensão de tração nos tirantes juntamente com a curva de força versus deslocamento aplicado no pilar. As curvas demonstram que o incremento de tensão nos tirantes ocorreu desde o início de carregamento do pilar, indicando que o sistema trabalhou em conjunto desde o início do carregamento. No entanto, os valores consideráveis de tensão podem ser associados ao segundo trecho de carregamento do pilar, associado à fase de expansão lateral plástica do concreto e consequentemente à fase de confinamento passivo.

Para os pilares P4-1-9-16-3-31 e P4-2-9-16-3-31 as tensões nos tirantes aumentaram até valores médios de 852,2 MPa e 726,4 MPa respectivamente, próximos à tensão máxima medida no ensaio de caracterização dos tirantes que foi igual a 852 MPa (ver Tabela 4.11). Esses valores representam um  $k_s$  de 0,62 e 0,53, respectivamente, ao se comparar com a tensão de escoamento do tirante que é de 1360 MPa. Para os pilares P4-1-9-8-3-25 e P4-2-9-8-3-25 observa-se que os valores das tensões de tração apresentaram valores menores (336,3 MPa e 391,4 MPa respectivamente) na situação de força de pico do pilar, que em termos de  $k_s$  representam 0,25 e 0,38, respectivamente. Esses baixos valores de tensão podem ser atribuídos às rupturas prematuras locais do concreto causadas pelas excentricidades acidentais que ocorreram nesses pilares, não possibilitando aos pilares atingir níveis superiores de carregamento e deformação. No pilar P4-1-7-10-3-25, as tensões nos tirantes também foram pequenas (369,4 MPa e  $k_s = 0,27$ ), atribuindo-se o fato de que esses tirantes possuíam diâmetro de 7 mm, menor do que os demais pilares, com diâmetro de 9 mm e, portanto, são mais sensíveis ao efeito de flexão e pino causado pelos perfis de aço, conduzindo à ruptura prematura dos tirantes para uma tensão menor.

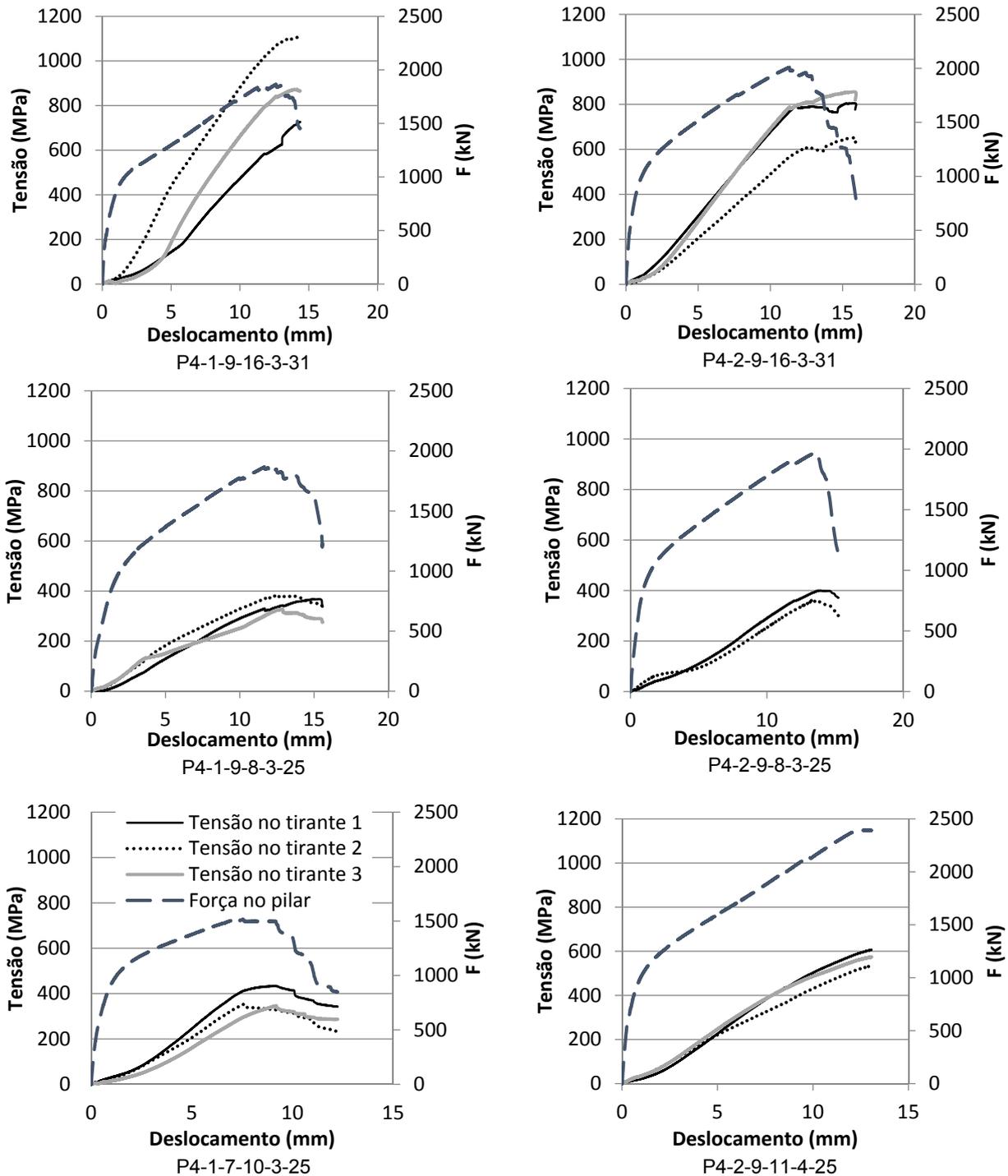


Figura 4.50 - Gráficos de tensão nos tirantes em função do deslocamento aplicado nos pilares juntamente com os gráficos de força de total de compressão nos pilares versus deslocamento aplicado.

Para o pilar P4-2-9-8-4-25 observa-se que as tensões evoluíram de modo suave, e no instante da força máxima no pilar os tirantes estavam com tensão média próxima a 571,8 MPa e  $k_s = 0,42$ , indicando, porém, tendência de que esse valor poderia aumentar. No entanto, não foi possível observar a fase pós-pico desse pilar para se ter uma conclusão acertada.

Tabela 4.11 - Comparação dos coeficientes da eficiência de deformação do PRF e dos tirantes de aço representados pelos coeficientes  $k_f$  e  $k_s$ , respectivamente

Pilares	$p_s$ (mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> )	$p_f$ (mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{s,exp,m\u00e9dio}$ (mm/mm)	$\epsilon_{f,exp}$ (mm/mm)	$f_{s,exp,m\u00e9dio}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_f$	$k_s$	$p_s \times k_s$
P4-1-0-0-0	-	0.000415		<b>0.00143</b>		0.10		
P4-2-0-0-0		0.000830		<b>0.00148</b>		0.10		
P4-1-9-8-3-25	0.00596	0.000415	0.00160	<b>0.00880</b>	<b>336.6</b>	0.59	0.25	<b>0.00024</b>
P4-2-9-8-3-25	0.00596	0.000830	0.00186	<b>0.00790</b>	<b>391.4</b>	0.53	0.38	<b>0.00044</b>
P4-1-9-16-3-31	0.00298	0.000415	0.00405	<b>0.00933</b>	<b>852.2</b>	0.62	0.63	<b>0.00026</b>
P4-2-9-16-3-31	0.00298	0.000830	0.00345	<b>0.00489</b>	<b>726.4</b>	0.33	0.53	<b>0.00027</b>
P4-2-9-11-4-25	0.00578	0.000830	0.00272	<b>0.00549</b>	<b>571.8</b>	0.37	0.42	<b>0.00030</b>
P4-1-7-10-3-25	0.00289	0.000415	0.00175	<b>0.00465</b>	<b>369.4</b>	0.31	0.27	<b>0.00013</b>

#### 4.2.5 Deformação do PRF

Na Figura 4.51 são mostrados gráficos esquemáticos indicando as deformações medidas pelos oito extensômetros colados no PRF ao longo do perímetro da seção transversal do pilar. Observa-se que para os pilares P4-1-0-0-0 e P4-2-0-0-0, no instante da força de pico, as deformações no PRF estavam pequenas, com valores máximos de 0,00143 mm/mm e 0,00148 mm/mm respectivamente (ver Tabela 4.11), que correspondem a um  $k_f \cong 0,10$  em relação à deformação máxima da fibra que é de 0,015 mm/mm, indicando desse modo que o sistema convencional de encamisamento do pilar com PRF não possui boa eficiência também em relação ao aproveitamento do PRF.

Os pilares reforçados com PRF e tirantes de aço demonstraram aumento expressivo das deformações no PRF na situação de força última (ver Tabela 4.11) em relação aos pilares com reforço convencional. A partir desses valores é possível obter um plano que relaciona o coeficiente  $k_f$  com a taxa de PRF  $p_f$  e a taxa de tirantes de aço  $p_s$ , como indicado na figura Figura 4.52. No entanto, devido ao pequeno número de pontos e devido ao baixo valor de  $R^2$ , não foi possível obter uma relação para a obtenção de  $k_f$ .

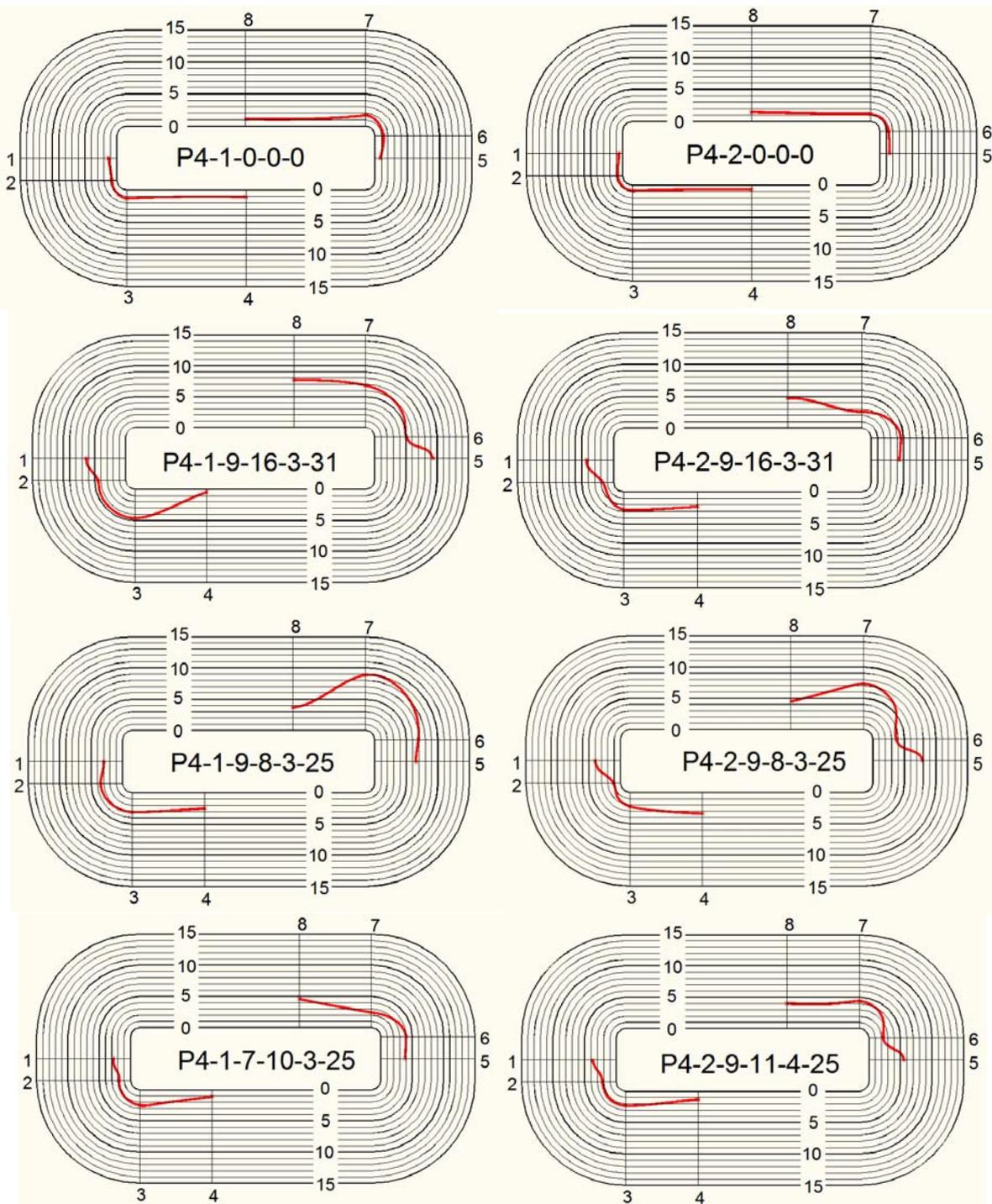


Figura 4.51 - Esquema da distribuição das deformações medidas no PRF pelos oito extensômetros posicionados ao longo do perímetro da seção intermediária dos pilares para a situação de força máxima. (Valores em  $10^{-3}$  mm/mm)

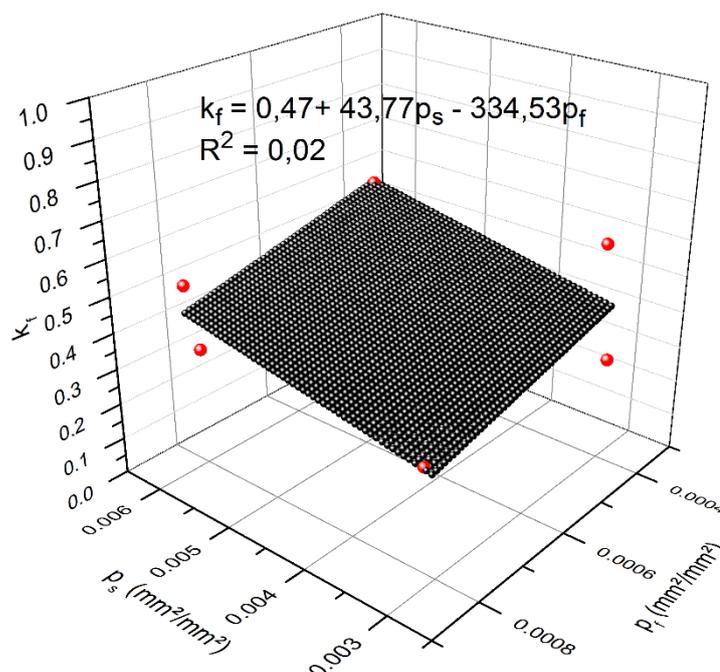


Figura 4.52 - Gráficos de comparação entre a taxa mecânica do PRF em função da taxa mecânica dos tirantes de aço, representando a relação entre a eficiência de deformação desses elementos.

#### 4.2.6 Verificação analítica considerando resultados do ensaio

A partir do modelo analítico desenvolvido no capítulo anterior, foi feita verificação analítica considerando para os valores de  $k_s$  e  $k_f$  os valores medidos no ensaio. Para o cálculo do coeficiente  $k_f$  dividiu-se a deformação máxima do PRF medida no ensaio pela deformação máxima do PRF ( $e_{fu} = 0,015$ ) e para o coeficiente  $k_s$  dividiu-se a tensão média dos tirantes verificadas por meio do ensaio pela tensão de escoamento do aço dos tirantes ( $f_y = 1360$  MPa). Os valores de força obtidos analiticamente, referentes apenas ao confinamento do concreto, foram comparados com os valores de força nos medidos experimentalmente, excluindo a parcela de força resistida diretamente pelos perfis de aço (ver Tabela 4.12 e gráfico da Figura 4.53). Os resultados indicaram boa correlação entre os valores experimentais e analíticos. Isso demonstra que o modelo analítico foi capaz de se adaptar a diferentes situações de reforço, envolvendo diferentes tipos de arranjo, taxas de aço e taxas de PRF. Além disso, mesmo para os casos dos pilares P4-1-9-8-3-25 e P4-2-9-8-3-25 que apresentaram ruptura prematura devido a efeitos de excentricidade acidentais, o modelo analítico, a partir dos valores de deformação do PRF e dos tirantes, foi capaz de indicar o acréscimo de resistência do concreto que estava ocorrendo para esses pilares no instante da ruptura.

Tabela 4.12 - Comparação da força de compressão máxima obtida nos ensaios referente à parcela do concreto comprimido com os respectivos valores obtidos analiticamente

Pilares	$F_{exp,t}$ (kN)	$F_{perfis}$ (kN)	$F_{exp,c}$ (kN)	$k_e$	$e_{f,exp}$ (mm/mm)	$k_f$	$f_{s_{exp}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_s$	$f_{cc}$ (MPa)	$F_{an,c}$ (kN)	$F_{an,c}/F_{exp,c,c}$
P4-1-9-8-3-25	1866	296	1570	0.78	0.00880	0.59	336630	0.25	38.4	1536	0.98
P4-2-9-8-3-25	1961	168	1793	0.78	0.00791	0.53	391440	0.29	48.5	1941	1.08
P4-1-9-16-3-31	1864	380	1484	0.78	0.00933	0.62	852180	0.63	39.4	1575	1.06
P4-2-9-16-3-31	2009	372	1637	0.80	0.00490	0.33	726390	0.53	40.3	1610	0.98
P4-2-9-11-4-25	2396	758	1638	0.88	0.00549	0.37	571830	0.42	43.7	1749	1.07
P4-1-7-10-3-25	1515	218	1297	0.78	0.00465	0.31	369390	0.27	32.0	1283	0.99

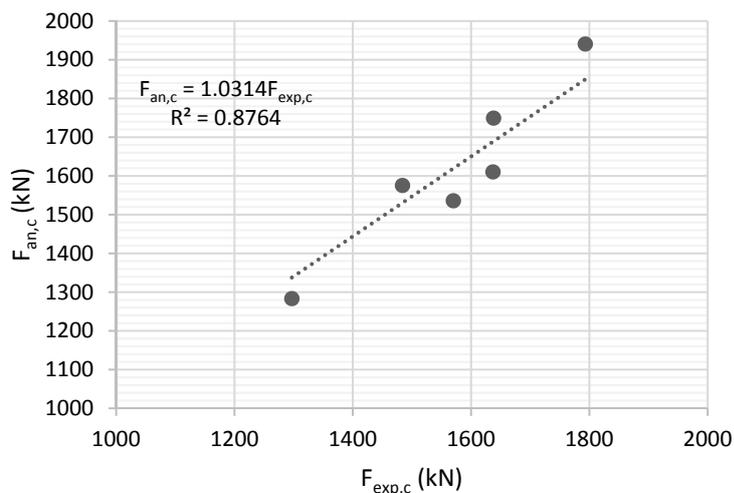


Figura 4.53 - Gráfico de comparação dos valores de força de compressão nos pilares referente à parcela do concreto confinado obtidos por meio de ensaio experimental e do modelo analítico.

Para analisar a força axial dos perfis de aço, considerou-se por meio de uma analogia que a transferência de força do pilar para os perfis por meio do atrito entre esses elementos, provocado pelo deslocamento relativo entre pilar e os perfis de aço e pressão que tirantes exercem entre eles.

A partir dessa hipótese, buscou-se relacionar esse valor de pressão de lateral de contato ( $f_{is}$ ), que é função da força nos tirantes e do espaçamento dos mesmos. Essa pressão lateral de contato, junto com a largura do perfil ( $a_p$ ) e do número de perfis ( $n_p$ ) foi relacionada com a soma de forças axiais dos perfis ( $F_{p,exp}$ ), obtida experimentalmente (ver Tabela 4.13), gerando a curva indicada na Figura 4.54. Para a obtenção dessa curva, foram ignorados os valores do pilar P4-2-9-8-3-25, pois esse pilar apresentou excentricidade acidental sendo que o perfil que foi instrumentado ficou justamente do lado menos comprimido, fazendo com que a força axial medida fosse menor do que deveria, em relação à situação de compressão centrada. Com a equação indicada na própria Figura 4.54 foi obtida a previsão

analítica, para a contribuição dos perfis (ver Tabela 4.13), sendo possível observar boa aproximação com os valores experimentais. Apenas no pilar P4-2-9-8-3-25 o valor analítico obtido ficou distante do valor experimental.

Tabela 4.13 - Comparação entre a soma de força de compressão nos perfis de aço obtida experimentalmente com os respectivos valores calculados analiticamente

Pilares	$F_{p,exp}$ (kN)	$n_p$	$a_p$ (mm)	$F_p$ (kN)	$f_{ls}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$f_{ls} \cdot a_p \cdot n_p$ (kN/mm)	$F_{p,ana}$	$F_{p,ana}/F_{p,exp}$
P4-1-9-8-3-25	<b>296</b>	6	25.4	21.42	0.0105	1.61	<b>299</b>	<b>1.01</b>
P4-2-9-8-3-25	<b>168</b>	6	25.4	24.90	0.0123	1.87	<b>360</b>	<b>2.14</b>
P4-1-9-16-3-31	<b>380</b>	6	31.7	54.21	0.0107	2.03	<b>414</b>	<b>1.09</b>
P4-2-9-16-3-31	<b>372</b>	6	31.7	46.21	0.0091	1.73	<b>326</b>	<b>0.88</b>
P4-2-9-11-4-25	<b>758</b>	8	25.4	36.38	0.0130	2.65	<b>750</b>	<b>0.99</b>
P4-1-7-10-3-25	<b>218</b>	6	25.4	14.22	0.0056	0.85	<b>229</b>	<b>1.05</b>

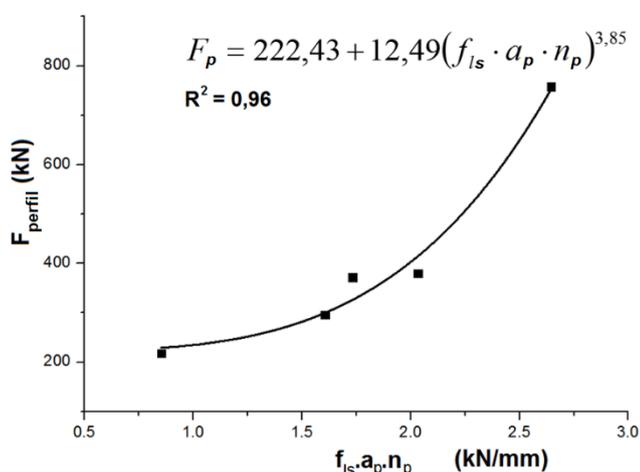


Figura 4.54 - Gráfico de comparação dos valores de força de compressão nos perfis em função da pressão lateral promovida pelos tirantes no contato entre os perfis de aço e o PRF.

### 4.3 CONSIDERAÇÕES PARCIAIS

A partir dos ensaios experimentais e das análises realizadas, podem ser feitas as seguintes considerações parciais:

- Para os tipos de pilares analisados, a técnica proposta considerando o mecanismo de confinamento utilizando PRF e tirantes de aço proporcionou aumento expressivo da resistência dos pilares, com ganho máximo medido de 2,5 vezes a resistência inicial do pilar, demonstrando ainda, maior ganho do que aqueles obtidos com a técnica convencional de encamisamento do pilar, que foi máximo de 1,3 vezes;

- A nova técnica proporcionou o aumento da ductilidade dos pilares, representada pelo ganho de resistência associado ao expressivo aumento na deformação dos pilares;
- A presença dos tirantes de aço aumentou dos níveis de deformação do PRF em relação aos valores de deformação utilizados na técnica convencional;
- Os perfis de aço, utilizados inicialmente como mecanismo de ancoragem dos tirantes e distribuição da pressão lateral ao longo do eixo dos pilares, demonstrou também contribuição direta na resistência axial da seção reforçada, sendo que esse ganho está diretamente relacionado com o efeito de pino entre tirantes e perfil, e com a pressão lateral promovida pelos tirantes ao promover a ligação entre o perfil de aço e a superfície do PRF.
- O modelo analítico proposto, utilizando dados medidos nos ensaios experimentais, possibilitou o cálculo dos valores de força máxima para os pilares que apresentaram boa correlação com os valores de força máxima obtidos experimentalmente, considerando diferentes tipos de arranjos e diferentes taxas de tirantes de aço e de PRF.

## 5 ESTUDO NUMÉRICO

Neste capítulo são apresentados os critérios para modelagem em elementos finitos dos pilares e calibração com os resultados experimentais definitivos. A modelagem foi realizada por meio do *software* ABAQUS.

### 5.1 CRITÉRIOS DE CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM O ENSAIO EXPERIMENTAL

Tomando como referência o comportamento estrutural dos pilares observados nos ensaios experimentais, a construção e calibração do modelo numérico foi realizada por meio das seguintes estratégias:

- **Modelo constitutivo do concreto:** É necessário utilizar um modelo que seja capaz de representar o acréscimo de resistência do concreto sob pressões confinantes. Além disso, esse modelo deve representar, de modo razoável, a expansão lateral do concreto, que pode ser avaliada tomando como referência as deformações no PRF.
- **Ancoragem dos tirantes:** Para representar a transferência de esforços do sistema de ancoragem bem como a camada de PRF entre o perfil de ancoragem e o concreto, funcionando como uma “almofada de apoio”, é necessário considerar um dispositivo para aliviar os esforços na ancoragem de modo a se obter adequada evolução das tensões nos tirantes;
- **Modo de ruína dos pilares:** Nos ensaios observou-se que para a maioria dos pilares a força de pico se dá quando diversos tirantes rompem e só posteriormente, no trecho pós-pico, é que se observa a ruptura do PRF. Considerando esse fato, no modelo numérico a resistência do pilar fica então limitada pela resistência dos tirantes, ou seja, quando estes atingirem a ruptura.
- **Contribuição dos perfis de aço:** Para representar a transferência de esforços entre o concreto e os perfis de ancoragem é necessário utilizar um modelo de interface com atrito.

Nos itens seguintes, cada um desses parâmetros é detalhadamente apresentado.

## 5.2 MODELOS CONSTITUTIVOS CONSIDERADOS PARA OS MATERIAIS

### 5.2.1 Comportamento do concreto

Para representar o comportamento estrutural do concreto, foi utilizado o *Concrete Damage Plasticity*, dando prosseguimento ao que foi utilizado nas investigações iniciais deste texto e na modelagem do ensaio piloto.

Como não foi possível obter o módulo de elasticidade e a resistência à compressão a partir de corpos de prova de concreto, considerou-se que a resistência do concreto média como aquela obtida nos ensaios dos pilares de referência (sem reforço). O módulo de elasticidade (ver equação 5.1), a deformação de pico para o concreto  $\varepsilon_{cl}$ , o coeficiente de Poisson, a resistência à tração do concreto, e a energia de fratura na tração foram obtidos a partir da recomendação do CEB-FIP (1993). Na Tabela 3.3 são apresentados os valores considerados para a modelagem.

$$E_c = E_{co} \left[ \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right]^{1/3} \quad 5.1$$

Sendo:

$$E_{co} = 2,15 \cdot 10^4 \text{ MPa};$$

$f_{cm}$  - considerado igual o valor médio obtivo experimentalmente.

$$f_{cmo} = 10 \text{ MPa}.$$

Tabela 5.1 - Propriedades do concreto

Propriedade	Valores
$f_c$ (MPa)	25
$f_t$ (MPa)	2,58
$E_c$ (MPa)	29180
$\varepsilon_{cl}$	0,0022
$\nu$	0,2
$\psi$ (Graus)	36°
$\epsilon$	0,1
$\sigma_{co} / \sigma_{bo}$	1,16
$G_f$ (MPa.mm)	0,0453

Para se obter a curva de compressão do concreto foi considerada a equação proposta por Wee, Chin e Mansur (1996) apresentada anteriormente, porém com modificações, como se segue:

Na curva de Wee, Chin e Mansur (1996) a declividade do trecho pós-pico é determinada pelo parâmetro  $\beta_o$ , sendo que quando esse valor fica igual a 1,0 a declividade é nula, indicando patamar de escoamento na tensão de pico. Para valores maiores do que 1,0 essa declividade tende a aumentar até o valor igual a 2,0 (para concretos até 50 MPa), como pode-se observar na Figura 5.1. Os valores de  $\beta_o$  podem ser calculados pela equação:

$$\beta_o = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{\varepsilon_o \cdot E_c}} \quad (5.2)$$

No caso do concreto de 25 MPa de resistência à compressão, esse valor seria de  $\beta_o = 1,64$  (calculado pela equação), mas também é possível alterar a declividade da curva de modo que  $1,0 \leq \beta_o \leq 2,0$ .

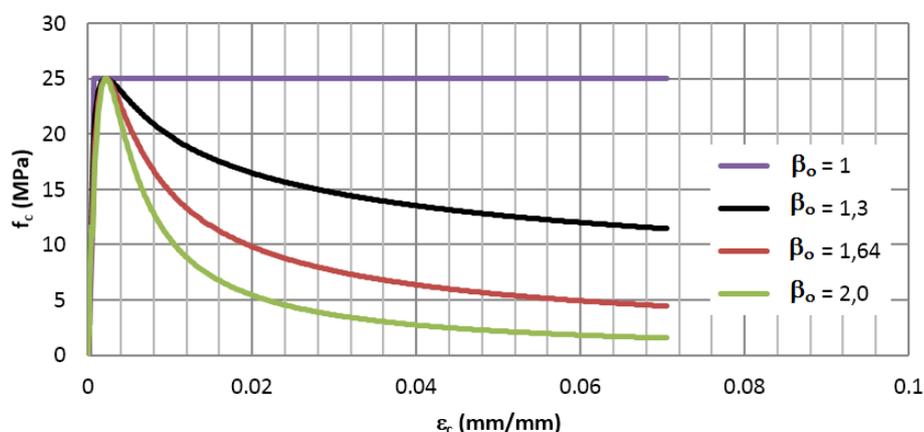


Figura 5.1 - Curvas de tensão de compressão versus deformação específica do concreto geradas a partir da equação proposta por Wee, Chin e Mansur (1996) para diferentes valores de  $\beta_o$ .

Na Figura 5.2 são mostrados dois pares de valores de  $\psi$  e  $\beta_o$  que fornecem a mesma resposta de acréscimo de força última para o pilar, porém com deformações laterais diferentes. Sendo assim, foram testados vários valores de  $\psi$  e  $\beta_o$  com o objetivo de se calibrar a curva de acréscimo de tensão no concreto e os valores de deformação lateral desejado. Os valores que melhor se ajustaram ao problema

analisado foi de  $\psi = 36^\circ$  e  $\beta_o = 1,30$ . Com isso a curva Wee, Chin e Mansur (1996) modificada ficou com o aspecto mostrado na Figura 5.1 para o referido valor.

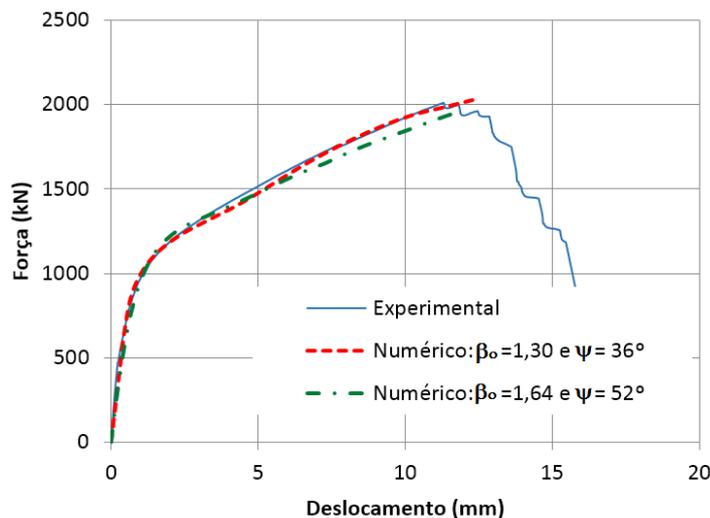


Figura 5.2 - Gráfico de força versus deslocamento no pilar P4-2-9-16-3-25: comparação entre curva experimental e duas diferentes soluções obtidas pelo modelo numérico considerando diferentes pares de  $\beta_o$  e  $\psi$ .

## 5.2.2 Aço dos perfis

### 5.2.2.1 Tirantes de aço

A partir dos ensaios de caracterização do sistema porca tirante, da constatação nos ensaios dos pilares que a ruptura de alguns tirantes deu-se de maneira brusca, devido a diversos efeitos já analisados, e que a ruptura de vários tirantes acabava por definir a resistência do pilar, optou-se por considerar um modelo elastoplástico para o aço dos tirantes com um pico definido pela resistência máxima do sistema seguido por um trecho decrescente para representar a ruptura do mesmo sem comprometer a questões de convergência do modelo numérico. Na Figura 5.3 é mostrada a curva adotada para o tirante e sua comparação com a curva de caracterização.

O Módulo de Elasticidade do aço foi de 210 GPa e o coeficiente de Poisson foi adotado igual a 0,3. O valor de pico foi definido como um valor médio entre as tensões convencional de escoamento dos tirantes de 9 mm de diâmetro tomada para uma deformação plástica de 0,2%, resultando em um valor aproximado de 800 MPa. Desse modo, a medida que se observou que a tensão dos tirantes passa da deformação de pico, a força do pilar diminui, indicando automaticamente a resistência do pilar no modelo numérico. Deve-se ressaltar que nesse estágio a

camisa de PRF ainda não atingiu a sua deformação limite, assim como ocorrido no ensaio e que o modelo numérico não é, então, capaz de apresentar o comportamento pós-pico para os pilares exatamente como ocorrido no ensaio, representando apenas as curvas até o valor do próprio pico. Para os tirantes de 7 mm de diâmetro o mesmo comportamento foi adotado.

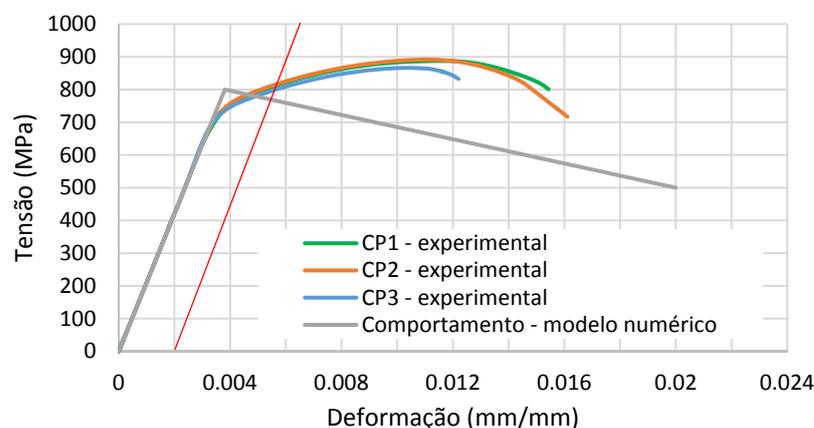


Figura 5.3 - Comparação entre a curva experimental de tensão de tração versus deformação dos tirantes de aço de 9 mm de diâmetro com a curva adotada no modelo numérico em elementos finitos.

#### 5.2.2.2 Perfis de ancoragem

Para os perfis ancoragem de aço ASTM A 36 foi considerado modelo elastoplástico perfeito com Módulo de Elasticidade de 210 GPa e tensão de escoamento de 250 MPa.

### 5.3 MODELAGEM DOS PILARES EM ELEMENTOS FINITOS

#### 5.3.1 Malha de elementos finitos

Como foi observado que o concreto transfere tensões para os perfis de aço por meio de atrito, pode-se afirmar que se formam dois trechos de transferência que se iniciam na seção intermediária e terminam nas extremidades do pilar. Logo, a seção intermediária do pilar é uma seção de simetria do problema, possibilitando modelar apenas metade do comprimento do pilar. Além disso, como a força é centrada, e o arranjo da seção é simétrico para a seção retangular, tem-se mais dois planos de simetria, permitindo modelar apenas 1/4 da seção transversal. Para o concreto utilizou-se elemento finito sólido C3D20R, para os perfis de ancoragem foram empregados elementos de casca S8R e para os tirantes de aço foram dispostos elementos T3D2, todos disponíveis no ABAQUS. Na Figura 5.4 é apresentada a malha de elementos finitos na qual se pode observar as seções de simetria

apoiadas. Para os elementos finitos sólidos e planos as maiores dimensões foram limitadas a 10 mm, sendo que para elementos de treliça dos tirantes, foi considerado apenas um elemento finito do comprimento do próprio tirante. A ligação entre o PRF e o concreto foi considerada do tipo “*tie*”.

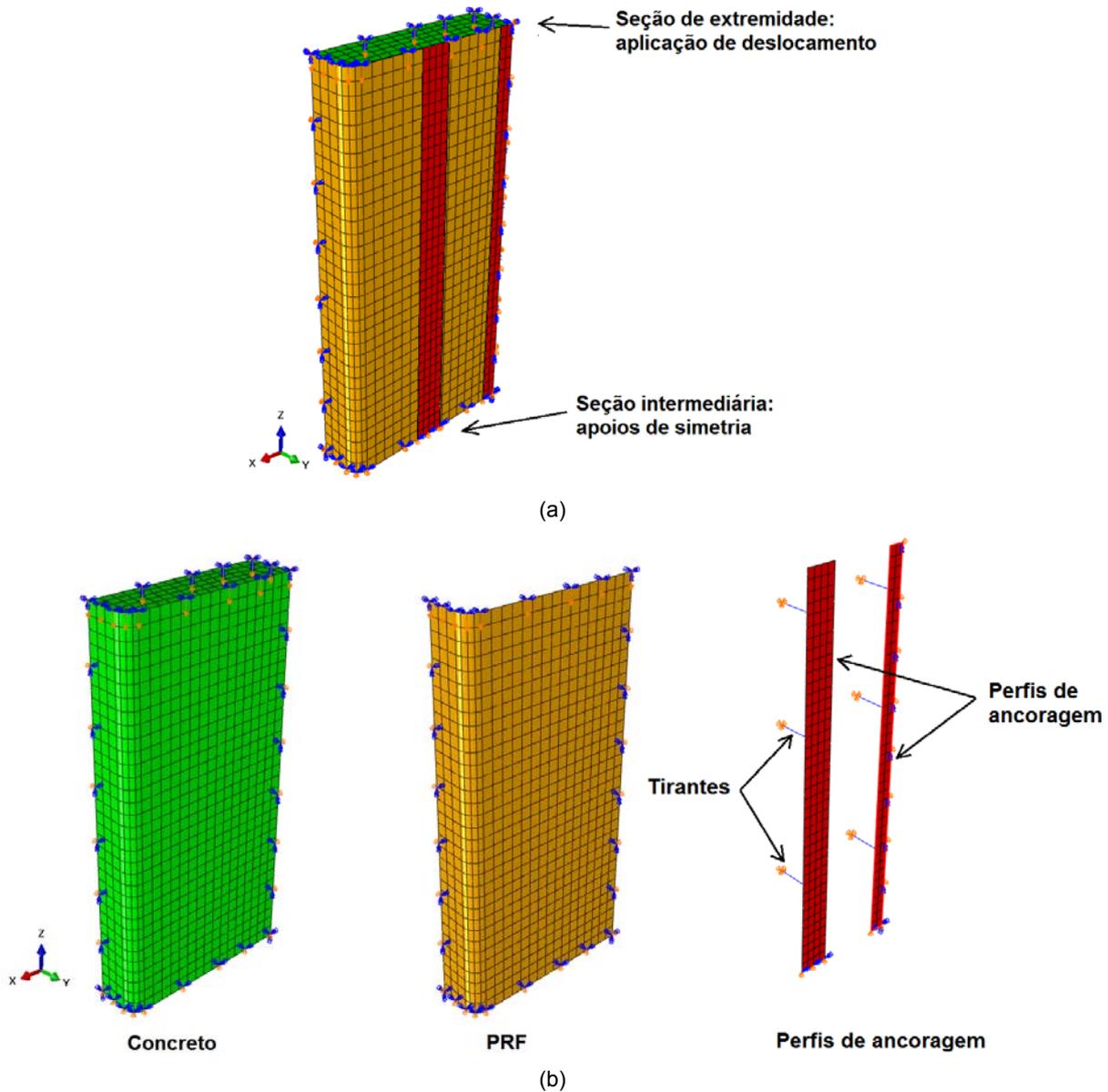


Figura 5.4 - Malha de elementos finitos utilizada na modelagem dos pilares: (a) Modelo completo com 1/4 da seção transversal e metade do comprimento do pilar, juntamente com condições de contorno, incluindo aplicação de deslocamento e simetria; (b) Partes separadas do modelo e respectivas condições de contorno.

### 5.3.2 Molas na ligação perfil de ancoragem e tirante

Para simular a ligação entre os tirantes e a chapa de aço, que nos ensaios experimentais é representado pelas porcas, e para representar o efeito de “almofada” promovido pela camada irregular de PRF que fica entre a superfície do concreto e o perfil de ancoragem, foi necessário utilizar uma mola para promover o

alívio de tensões nos tirantes. Além disso, como existe um trecho de rosca com menor diâmetro do que o do restante do tirante, essa região irá deformar mais do que o restante do tirante, o que também promove alívio de tensões no sistema como um todo. Na Figura 5.5 pode-se ver as molas promovendo essa ligação em cada um dos tirantes. O valor desses coeficientes de mola foi definido a partir da calibração da evolução da tensão do tirante em função do carregamento aplicado no pilar, comparando esse valor numérico com os experimentais de vários pilares ensaiados. Para os tirantes de 9 mm de diâmetro o coeficiente que mais se adequou foi o valor de 115 kN/mm, e a para os tirantes de 7 mm o coeficiente foi obtido proporcionalmente pela área da seção, o que resultou no valor de 70 kN/mm.

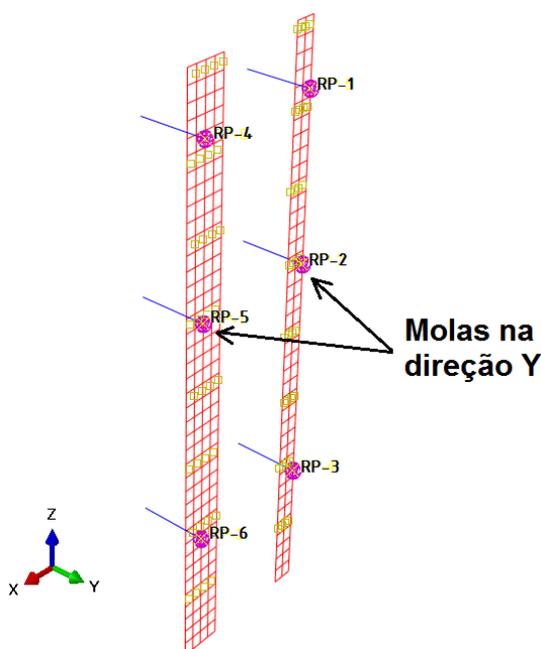


Figura 5.5 - Molas promovendo a ligação entre os tirantes e o perfil de ancoragem

### 5.3.3 Interface de PRF com os perfis de ancoragem

Para representar a transferência de tensões da massa de concreto para os perfis de aço que ocorre por meio do atrito entre o PRF e os perfis de aço foi utilizado um modelo de interface. Para o comportamento na direção normal ao plano da interface, foi utilizado o modelo do tipo “*Hard Contact*” disponível no ABAQUS e que garante o contato entre as faces conectadas, não permitindo que elas se separem, independente das tensões normais existentes. Para representar o comportamento na direção paralela ao plano da interface foi considerado o modelo do tipo “*Penalty*” que permite o deslizamento considerando um coeficiente de atrito que pode ou não ser dependente a pressão normal de contato, sendo que esse atrito pode ser

anisotrópico, com valores diferentes para duas direções ortogonais no plano de contato. O modelo também permite definir uma tensão limite de cisalhamento, além de outros recursos que não foram utilizados no presente trabalho.

Para os pilares analisados foi considerado comportamento anisotrópico com atrito apenas na direção paralela ao eixo dos perfis de ancoragem, permitindo deslizamento livre na direção ortogonal. Foram considerados valores para o coeficiente de atrito dependente da pressão lateral, os quais foram definidos a partir da calibração das curvas obtidas numérica e experimentalmente que representam a evolução da soma da força axiais dos perfis de ancoragem. Com isso, chegou-se aos coeficientes de atrito dependentes da pressão lateral conforme indicado no gráfico da Figura 5.6. Além disso, definiu-se valor máximo para a tensão de cisalhamento de 5,5 MPa sendo também esse valor definido por meio de várias tentativas com a finalidade de aproximar a curva numérica de força nos perfis das respectivas curvas experimentais.

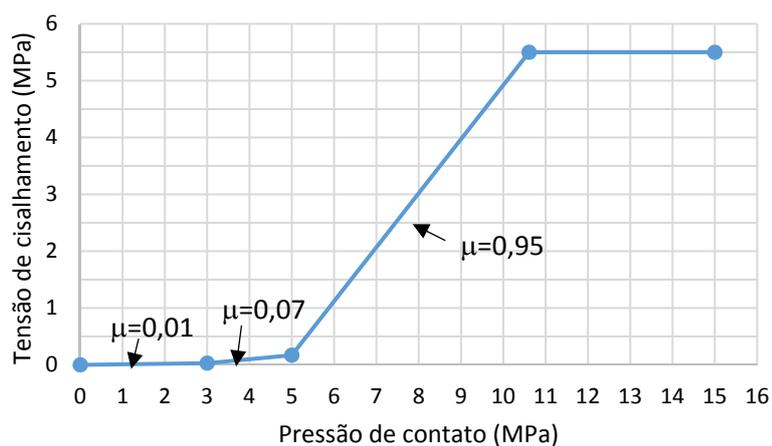


Figura 5.6 - Gráfico do coeficiente de atrito relacionando a tensão de cisalhamento com a pressão de contato: valores utilizados no comportamento tangencial da interface do perfil de ancoragem com o PRF, no modelo de elementos finitos.

## 5.4 COMPORTAMENTOS OBSERVADOS NOS PILARES POR MEIO DO MODELO NUMÉRICO

### 5.4.1 Acréscimo de força em função do deslocamento

Da Figura 5.7 à Figura 5.13 são apresentadas as curvas de força versus deslocamento obtidas a partir da calibração do modelo numérico e comparadas com as respectivas curvas obtidas nos ensaios experimentais. Foram modelados os pilares: P4-1-7-10-3-25, P4-1-9-16-3-31, P4-2-9-16-3-31, P4-2-9-16-3-31 e P4-2-9-

11-4-25, que possuem reforço com PRF e tirantes de aço; e os pilares P4-1-0-0-0-0 e P4-2-0-0-0-0, reforçados apenas com PRF. Os pilares P4-1-9-8-3-25 e P4-2-9-8-3-25 não foram considerados na calibração do modelo numérico, pois esses pilares apresentaram problemas relacionados à excentricidade acidental observada nos ensaios experimentais, o que seria demasiadamente complexo de representar numericamente uma vez que não se teria o valor exato dessa excentricidade para comparação.

Nos gráficos da Figuras 5.7 a 5.10, as curvas de força no pilar, tanto experimental, quanto numérica, indicadas na cor azul, se referem à força total do pilar, que incluem a parcela de força resistida pelo concreto e pela contribuição direta dos perfis de ancoragem. Nos mesmos gráficos, a contribuição dos perfis de ancoragem obtida tanto pelo modelo numérico como pelo ensaio experimental é apresentada na cor preta.

Como se pode observar, o modelo numérico foi capaz de representar de maneira adequada o acréscimo de força em função do deslocamento para todos os pilares analisados, sendo capaz de identificar de modo aproximado a rigidez do primeiro trecho das curvas e indicar com boa representatividade a inclinação do segundo trecho referente ao pilar reforçado.

O modelo numérico também foi capaz de representar a força máxima e o respectivo deslocamento com boa aproximação, como indicado na Tabela 5.2. Na Figura 5.11 são apresentados gráficos comparativos dos valores obtidos na Tabela 5.2, demonstrando que mesmo para um número pequeno de pilares, o modelo numérico conseguiu representar os diferentes níveis de reforço.

Essa representação foi possível graças à consideração do modelo elastoplástico utilizado para o aço dos tirantes, como já foi apresentado. Graças a esse recurso, quando a tensão em algum dos tirantes atinge a tensão de escoamento, o acréscimo de deformação faz com que a tensão no tirante caia, diminuindo o confinamento gerado, levando assim à diminuição da força no pilar. Com isso o modelo numérico se tornou capaz de identificar o ponto em que ocorre essa força máxima, no entanto, a inclinação do trecho pós-pico não pode ser considerada como representativa do comportamento real, que só seria possível se o modelo numérico representasse a ruptura brusca de cada um dos tirantes.

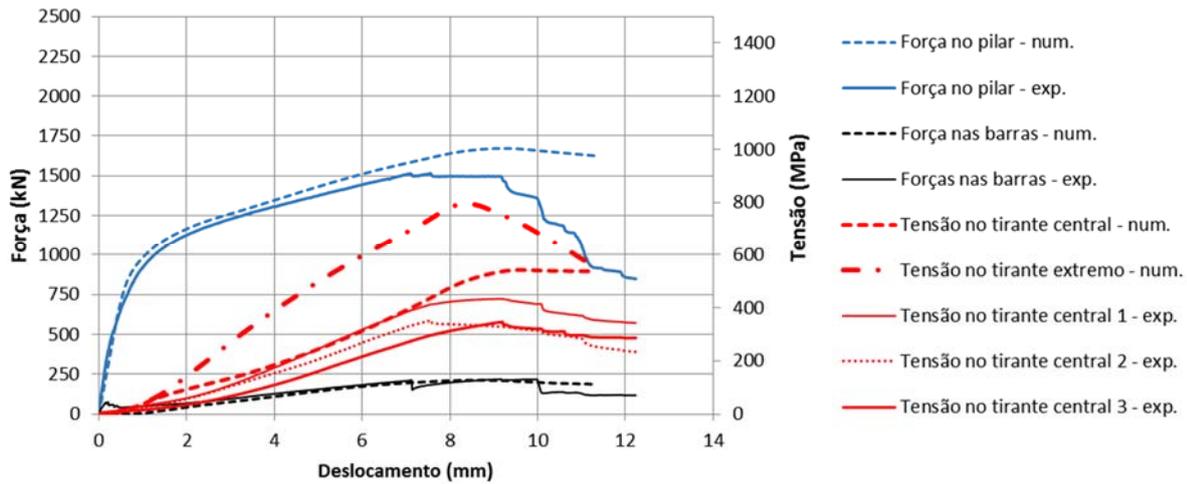


Figura 5.7 - Pilar P4-1-7-10-3-25 - Gráficos de força no pilar juntamente com os gráficos de força nos perfis de ancoragem e evolução de tensão de tração nos tirantes, todos em função do deslocamento aplicado no topo do pilar: comparação entre curvas experimentais com os obtidos no modelo numérico.

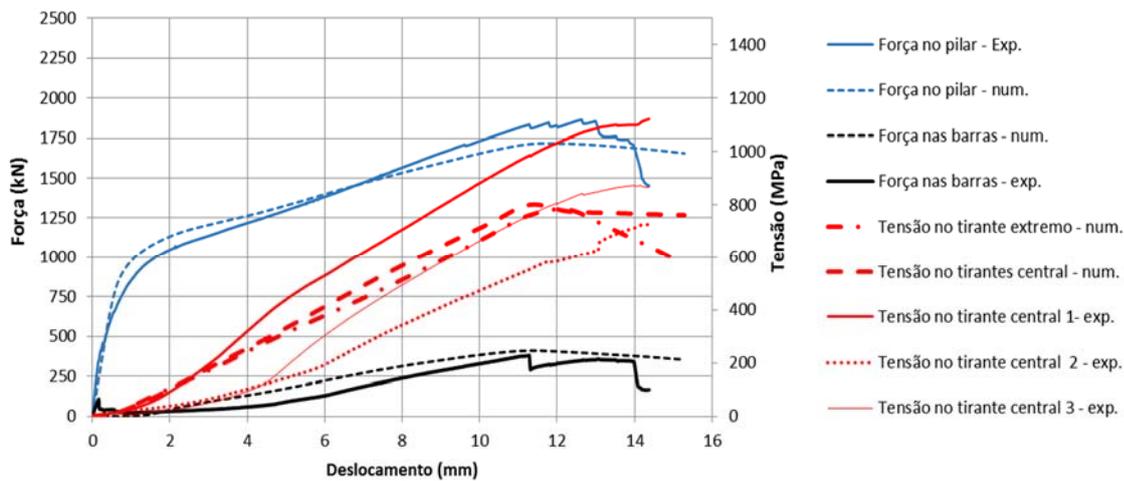


Figura 5.8 - Pilar P4-1-9-16-3-31 - Gráficos de força no pilar juntamente com os gráficos de força nos perfis de ancoragem e evolução de tensão de tração nos tirantes, todos em função do deslocamento aplicado no topo do pilar: comparação entre curvas experimentais com os obtidos no modelo numérico.

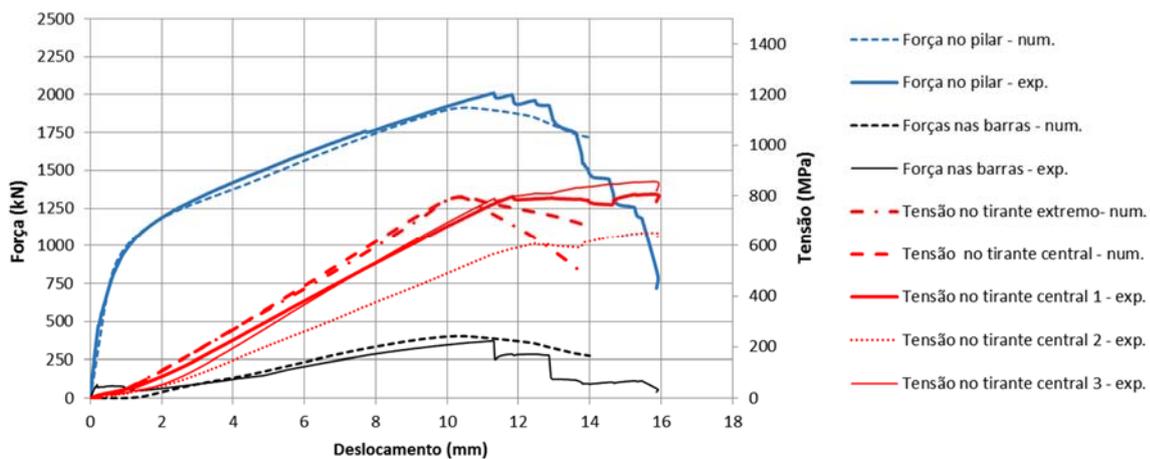


Figura 5.9 - Pilar P4-2-9-16-3-31 - Gráficos de força no pilar juntamente com os gráficos de força nos perfis de ancoragem e evolução de tensão de tração nos tirantes, todos em função do deslocamento aplicado no topo do pilar: comparação entre curvas experimentais com os obtidos no modelo numérico.

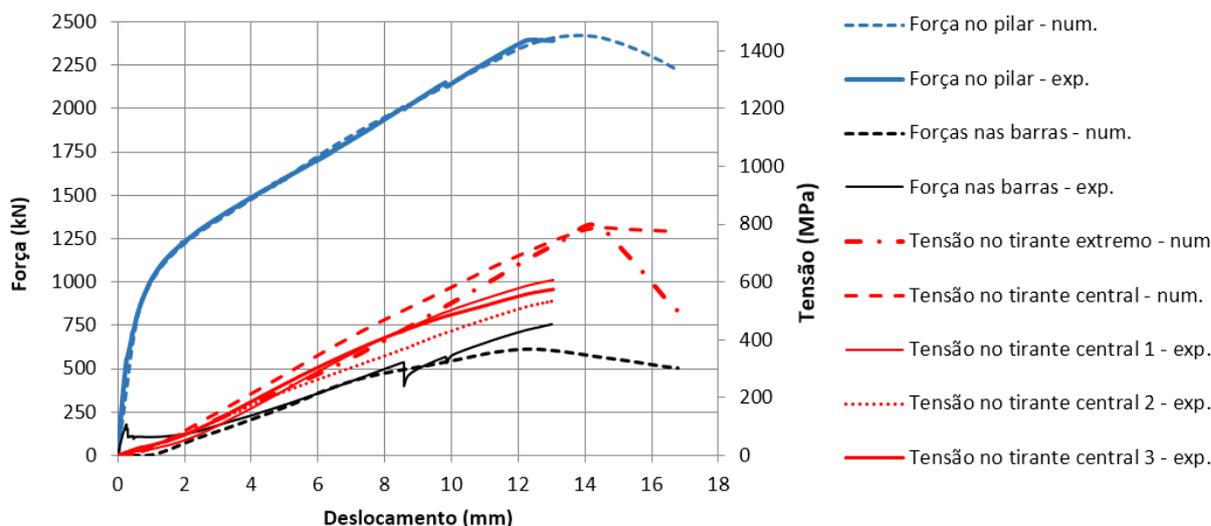


Figura 5.10 - Pilar P4-2-9-11-4-25 - Gráficos de força no pilar juntamente com os gráficos de força nos perfis de ancoragem e evolução de tensão de tração nos tirantes, todos em função do deslocamento aplicado no topo do pilar: comparação entre curvas experimentais com os obtidos no modelo numérico.

Tabela 5.2 - Comparação dos valores força e deslocamento experimentais com os valores numéricos

	$F_{p,exp}$ (kN)	$\delta_{p,exp}$ (mm)	$F_{p,num}$ (kN)	$\delta_{p,num}$ (mm)	$F_{p,num}/F_{p,exp}$	$\delta_{p,num}/\delta_{p,exp}$
P4-1-9-16-3	1864	12.63	1715	12.3	0.92	0.97
P4-2-9-16-3	2009	11.31	1911	10.3	0.95	0.91
P4-2-9-11-4	2396	12.51	2414	14.3	1.01	1.14
P4-1-7-10-3	1515	9.17	1672	9.3	1.10	1.01

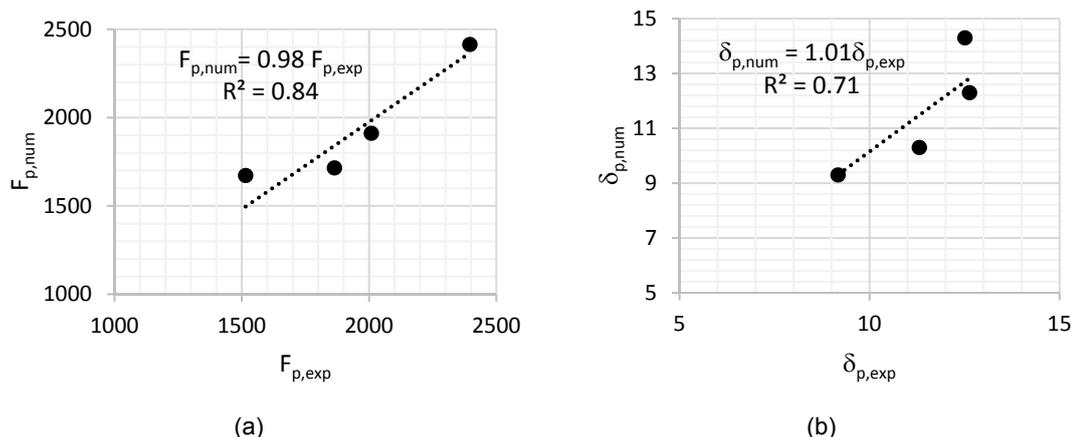


Figura 5.11 - Gráficos de comparação entre valores experimentais e numéricos: (a) força máxima; (b) deslocamento total do pilar referente à força máxima

Nos gráficos indicados na Figuras 5.12 e 5.13 são apresentadas as comparações das curvas obtidas no modelo numérico para os pilares reforçados apenas com uma e duas camadas de PRF, juntamente com as respectivas curvas experimentais. Como pode-se observar, o modelo numérico foi capaz de identificar a força máxima para ambas as situações, no entanto, não conseguiu representar de maneira

razoável a inclinação do trecho pós-pico. No entanto, vale ressaltar a complexidade de se representar numericamente o comportamento do confinamento do concreto, principalmente em situações em que se tem, no mesmo pilar, regiões em que o concreto atinge um grande índice de confinamento e regiões em que esse confinamento é praticamente inexistente. Somente um modelo numérico capaz de atribuir diferentes valores para o ângulo de dilatação para o concreto em cada uma dessas regiões conseguiria representar o problema com fidelidade. Além disso as declividades dos trechos pós-pico observadas nos ensaios desses pilares podem estar associadas a excentricidade acidentais ou imperfeições que levaram a esse comportamento no pilar e que o modelo numérico não foi projetado para representar. Mesmo com essa limitação, o *Concrete Damaged Plasticity* se mostrou capaz de representar de modo satisfatório o comportamento dos pilares reforçados com PRF e tirantes de aço.

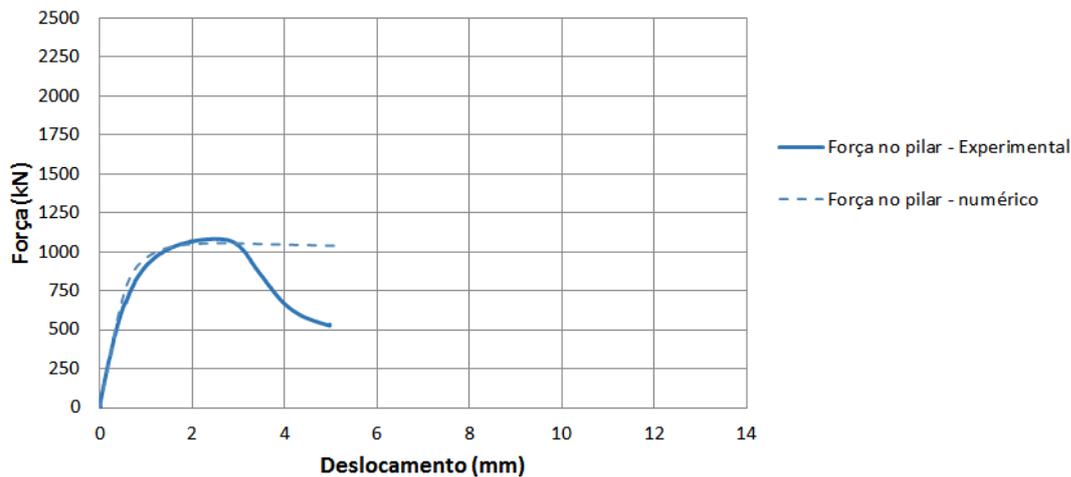


Figura 5.12 - Pilar P4-1-0-0-0-0 - Gráficos de força no pilar: comparação entre curva experimental com a obtida no modelo numérico.

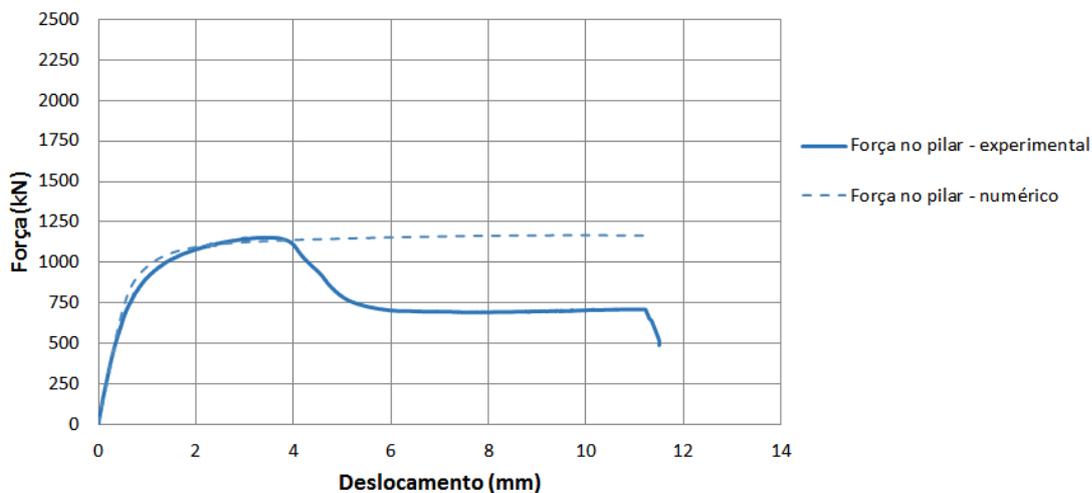


Figura 5.13 - Pilar P4-2-0-0-0-0 - Gráficos de força no pilar: comparação entre curva experimental com a obtida no modelo numérico.

#### 5.4.2 Evolução de tensões nos tirantes

Nos gráficos da Figuras 5.7 a 5.10 é apresentada a evolução das tensões nos tirantes (tensões medidas no eixo vertical à direita do gráfico) em função do deslocamento aplicado no pilar. São apresentadas as tensões obtidas no modelo numérico em um dos tirantes da extremidade do pilar e um tirante da região central. Juntamente são apresentadas as curvas de tensões em três tirantes da região central do pilar, obtidas durante os ensaios experimentais. Observa-se que quando se comparam valores numéricos e experimentais para os tirantes centrais, o modelo numérico indicou boa correlação para todos os pilares até o ponto de força máxima do pilar. No entanto, quando se comparam as tensões dos tirantes da extremidade (numérico) com os centrais (experimentais), os da extremidade aumentaram de tensão mais rápido que estes, sendo esse fato mais evidente para o pilar P4-1-7-10-3-25. Na Figura 5.14 pode-se observar que na situação de pico desse pilar, os tirantes da extremidade atingiram a tensão próxima à de escoamento enquanto os tirantes região central apresentaram tensões consideravelmente menores. Na mesma figura também é mostrada a distribuição das tensões nos tirantes do pilar P4-2-9-16-3-31, que apesar de se observar a diferença das tensões, todos atingiram tensão próxima à de escoamento. Isso demonstra um dos motivos que conduziram a ruptura dos tirantes da extremidade sem que se observasse ruptura dos tirantes na região central dos pilares.

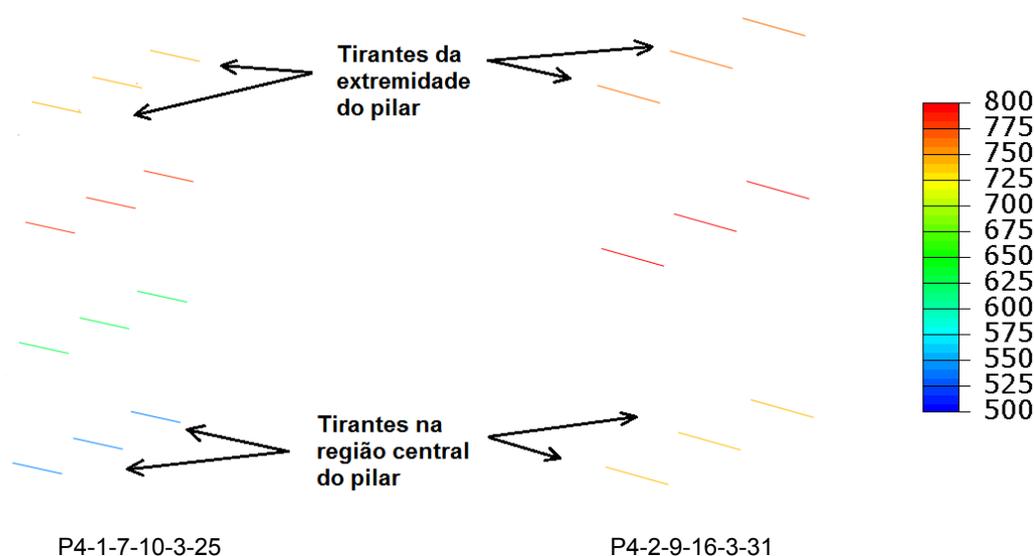


Figura 5.14 - Distribuição das tensões nos tirantes da região da extremidade até a região central do comprimento dos pilares: P4-1-7-10-3-25 e P4-2-9-16-3-31 (valores em MPa)

Esse efeito só ocorreu de maneira pronunciada no pilar P4-1-7-10-3-25, pois esse foi o único pilar em que o espaçamento dos tirantes foi exatamente o mesmo em todo o

comprimento do pilar. Para os demais pilares, esse espaçamento foi reduzido na extremidade, aumentando a taxa de tirantes, fazendo com que as tensões ficassem menores nos tirantes da extremidade, o que não ocorreu para o pilar P4-1-7-10-3-25.

#### *5.4.3 Transferência da força do pilar para os perfis de aço*

Como pode ser observado nos gráficos da Figuras 5.7 a 5.10, o modelo de interface com atrito foi capaz de representar de modo satisfatório a transferência de força do pilar para os perfis de aço, demonstrando boa correlação nas curvas de evolução da soma das forças axiais nos perfis de ancoragem ao se compararem as curvas numéricas com as experimentais.

Esse mecanismo de transferência também contribui para que as tensões nos tirantes da extremidade do pilar fossem maiores que as dos tirantes da região central, pois essa transferência é realizada por meio de tensões inclinadas, cujas componentes paralelas às perfis resultam em tensões de atrito entre PRF e perfis de aço, e as componentes transversais resultam em acréscimos de tensões de confinamento, que são resistidas pelos tirantes, gerando acréscimo de tensões nestes, além das tensões que são normalmente associadas ao confinamento do concreto. Na Figura 5.15 são mostradas as tensões que atuam da direção transversal ao eixo do pilar em um plano longitudinal que contém os tirantes e as respectivos perfis de ancoragem, ou seja, as tensões laterais de confinamento. É possível observar que os perfis de ancoragem promovem pressão lateral ao longo de todo o seu comprimento, no entanto esses valores tendem a ser maiores à medida que se caminha do centro do pilar para as extremidades, gerando assim, acréscimo de tensões nos tirantes extremos.

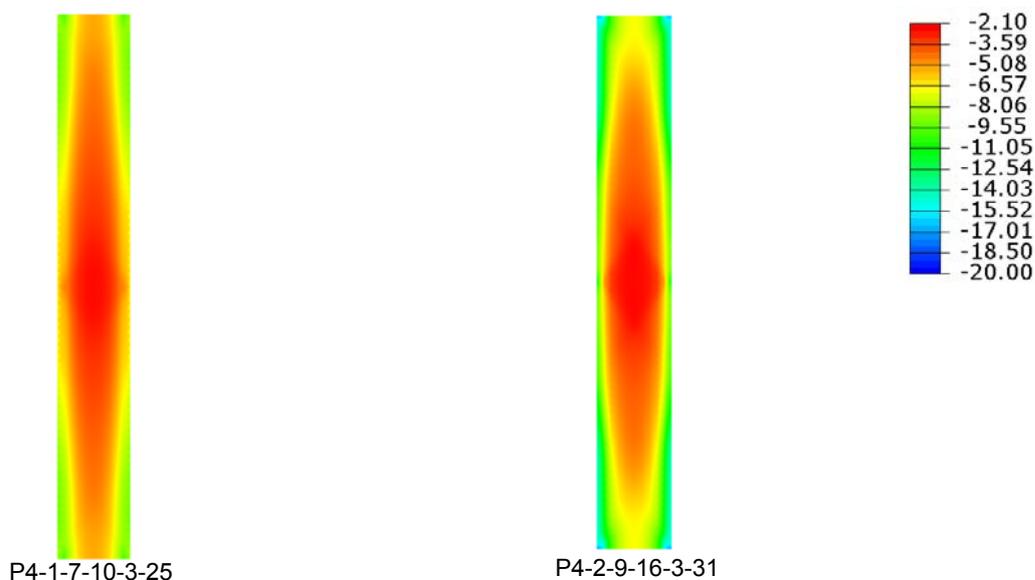


Figura 5.15 - Distribuição das tensões de confinamento direção perpendicular ao eixo do pilar, que é plano longitudinal que contém os tirantes e as respectivos perfis de ancoragem dos pilares: P4-1-7-10-3-25 e P4-2-9-16-3-31 (valores em MPa)

#### 5.4.4 Deformação do PRF

Na Figura 5.16 são apresentadas, de maneira esquemática, as deformações no PRF medidas ao longo do perímetro da seção central dos pilares, fazendo a comparação entre valores experimentais e numéricos, para a situação de força de pico. Como pode-se observar, para a maioria dos pilares, os valores numéricos ficaram maiores do que os experimentais, demonstrando razoável aproximação, com exceção do pilar P4-2-9-11-4-25, em que os valores numéricos ficaram muito acima dos valores experimentais. Essa diferença pode ser atribuída a duas razões: a primeira delas refere-se à dificuldade em se medir com exatidão as deformações na camisa de PRF, pois, por mais que se tome todos os cuidados para assegurar a melhor medição, extensômetros são colados na resina epóxi que envolve as fibras e não diretamente nas fibras, fazendo com que, em alguns casos, o valor de deformação medido no ensaio seja menor que o real. Além disso, a deformação lateral do concreto não é uniforme, sendo possível que os pontos de deformação máxima podem não ter ocorrido nos locais medidos. Isso pode ser justificado pelo fato de que o local de ruptura do PRF não foi no ponto de fixados extensômetros.

O segundo motivo está associado à própria limitação do *Concrete Damaged Plasticity*, pois como proposto por Ozbakkaloglu, Gholampour e Lim (2016), o ângulo de dilatação diminui com o aumento das deformações plásticas do concreto, o que acarretaria menor deformação transversal do concreto e conseqüente menor deformação no PRF para grandes valores de deformação axial do pilar. Como no

modelo utilizado considerou-se um ângulo de dilatação fixo, isso pode ter gerado maiores valores de deformações no PRF para a situação de pico.

Mesmo considerando esses fatos, todos os valores ficaram abaixo da deformação última do PRF analisada no ensaio de caracterização, que foi de 0,0134 mm/mm, demonstrando que os valores numéricos não se distanciaram da realidade, permitindo considerar que o modelo numérico é representativo do ensaio experimental.

#### *5.4.5 Distribuição das tensões na seção transversal dos pilares*

Na Figura 5.17 são apresentadas as tensões de compressão, na direção do eixo do pilar, nas seções de extremidade e central, para cada um dos pilares analisados no modelo numérico. Primeiramente ressalta-se a pequena contribuição no acréscimo de tensões gerado pelos pilares apenas com PRF. Além disso, esse acréscimo se dá conforme proposto por Tan et. al (2013), com parábolas que se sobrepõem, limitando a região confinada junto aos menores lados do pilar.

Para todos os pilares reforçados com PRF e tirantes de aço, pode-se observar que houve um expressivo acréscimo de tensões de compressão, proporcional ao aumento da taxa de PRF e de tirantes. As configurações das tensões de compressão seguiram a configuração como no modelo analítico proposto neste trabalho.

Além disso, fazendo associação da Figura 5.17 com a Figura 5.15, observa-se que o mecanismo de transferência de tensões do concreto para os perfis de ancoragem gerou maior pressão lateral de confinamento nas extremidades do pilar. Com isso, as tensões axiais foram maiores na região de extremidade do que na região central, como se pode ver na comparação dessas seções mostradas na Figura 5.17.

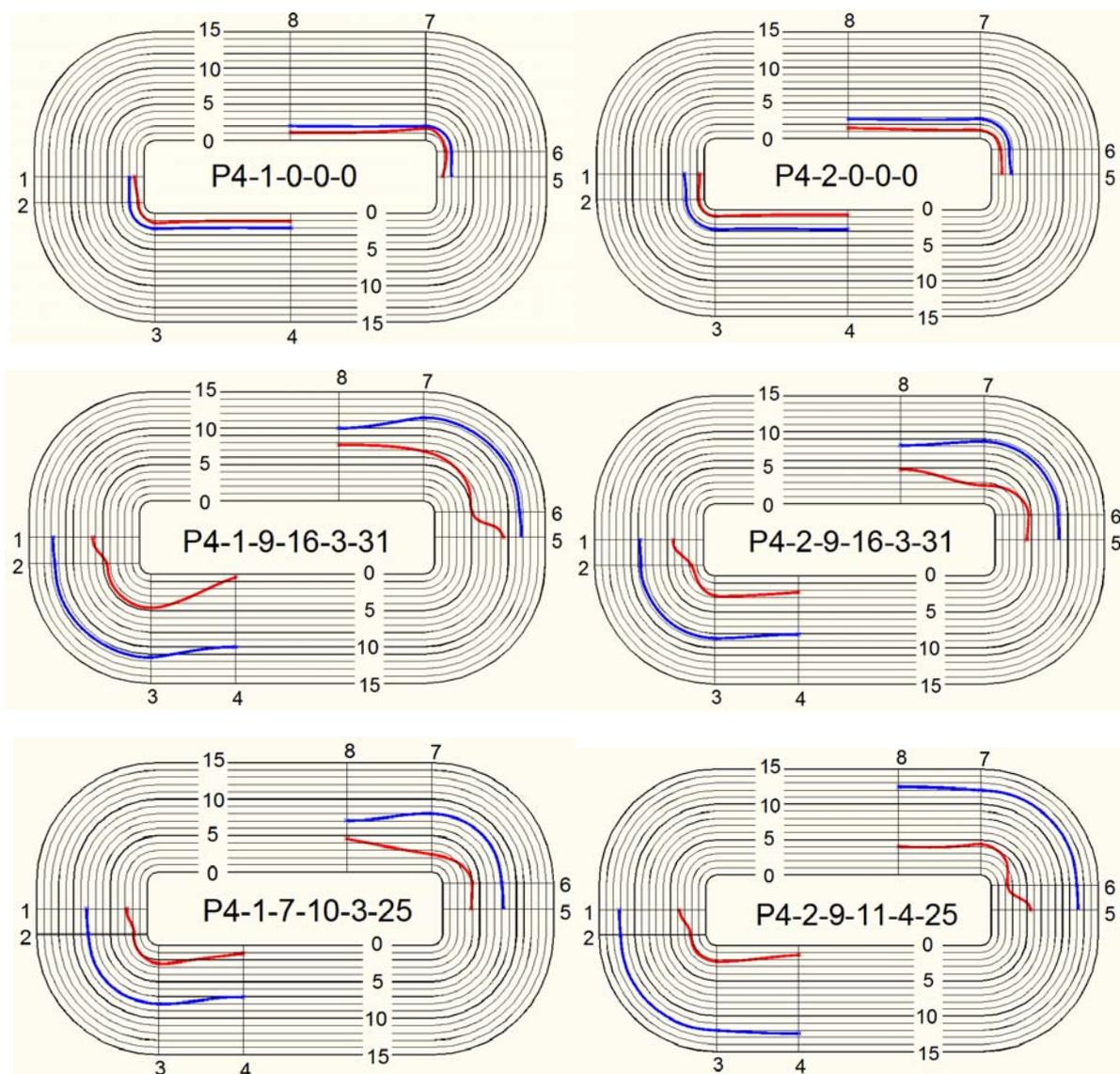


Figura 5.16 - Distribuição das deformações no PRF ao longo do perímetro do pilar: comparação entre valores experimentais em vermelho (extensômetros de 1 a 8) e valores obtidos na modelagem numérica em azul.

(Valores em  $10^{-3}$ )

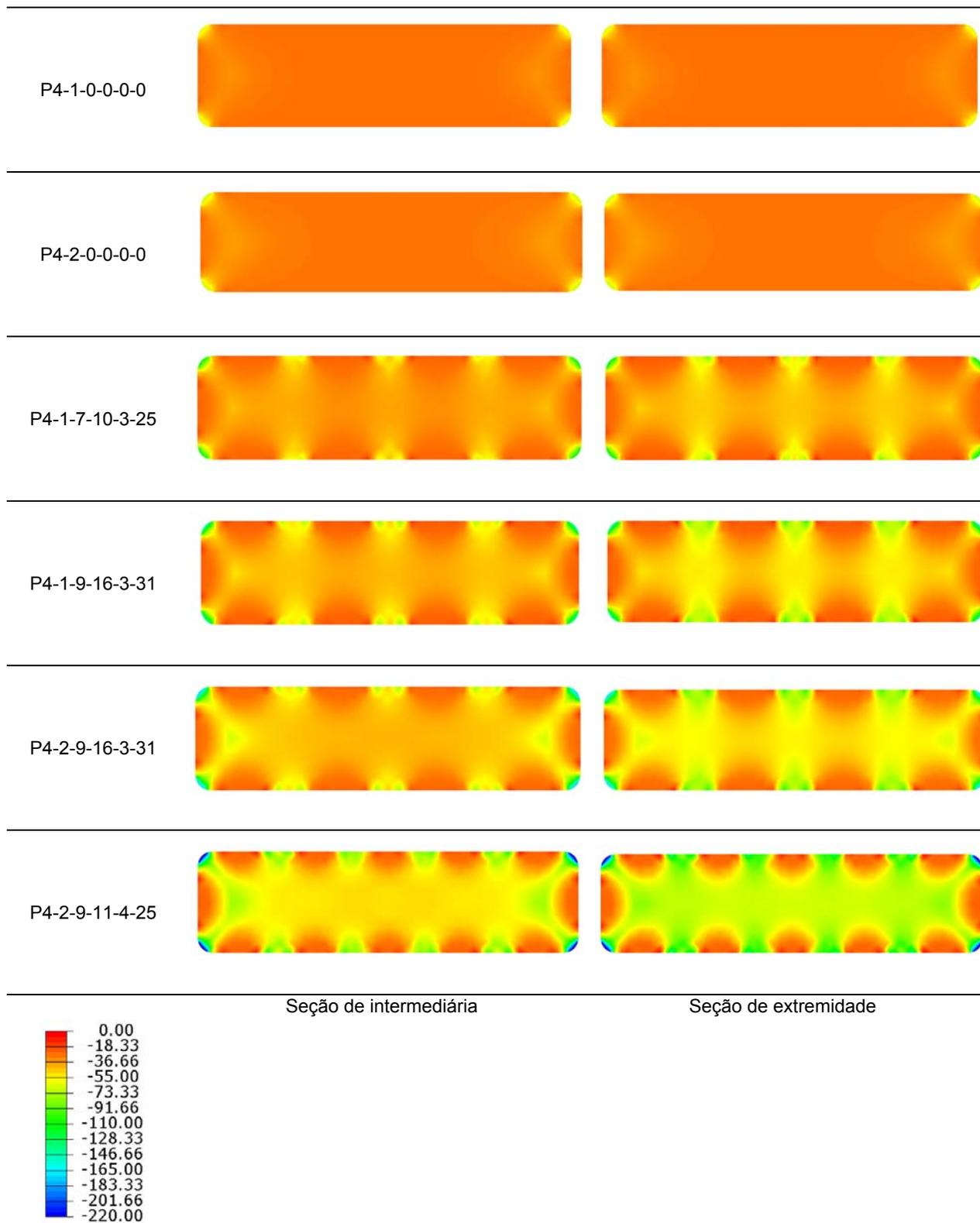


Figura 5.17 - Distribuição das tensões de compressão na direção paralela ao eixo do pilar para os pilares na situação de força de pico, observadas na seção de extremidade e na seção intermediária do pilar.

## 5.5 CONSIDERAÇÕES PARCIAIS

Em virtude dos resultados obtidos na modelagem numérica, é possível fazer as seguintes considerações parciais:

- Apesar da limitação do *Concrete Damaged Plasticity*, com o ajuste da curva do concreto na compressão e do ângulo de dilatação, foi possível obter boa correlação das curvas de força versus deslocamento obtidas no modelo numérico com as respectivas curvas obtidas nos ensaios dos pilares reforçados com PRF e tirantes de aço;
- Para os pilares reforçados apenas com PRF, o modelo numérico apresentou boa correlação de força de pico, no entanto, não apresentou pós-pico como observado nos ensaios experimentais;
- O modelo numérico foi capaz de apresentar boa aproximação entre valores experimentais de numéricos para força de pico e respectivo deslocamento;
- O modelo de atrito adotado na interface dos perfis de aço com o PRF foi capaz de representar de modo satisfatório a transferência de força para os perfis de aço em função da deformação aplicada no pilar;
- Por meio do modelo numérico foi possível observar que o mecanismo de transferência de força da porção de concreto para os perfis de aço tende a gerar maior pressão lateral de confinamento nas extremidades do pilar, sobrecarregando os tirantes nessa região, de modo que esse efeito contribuiu para a ruptura desses tirantes antes dos tirantes da região central do pilar;
- Por fim, com o modelo numérico foi possível observar a configuração das tensões de compressão do concreto confinado na seção transversal do pilar, confirmando a configuração indicada no modelo analítico inicialmente proposto.



## 6 INVESTIGAÇÃO NUMÉRICA FINAL

### 6.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Considerando os resultados obtidos nos ensaios experimentais dos pilares e tendo disponível um modelo numérico em elementos finitos capaz de representar de modo razoável todos os comportamentos estruturais observados experimentalmente, partiu-se para uma análise paramétrica, com o intuito de se expandir o campo de amostragem e ter melhor visão de quais parâmetros afetam e como afetam o comportamento do reforço em estudo.

Para realização desta análise, foram variados os seguintes parâmetros:

- Pilares com diferentes seções transversais, variando a relação entre lados desde 1:2 (P2), 1:3 (P3), 1:4 (P4) até 1:5 (P5), sendo que para todos os pilares, o menor lado foi fixado em 10 cm, de forma semelhante ao adotado nos ensaios experimentais.
- A altura dos pilares foi fixada em 80 cm, semelhante à dos ensaios experimentais;
- O raio de arredondamento dos cantos foi mantido em 1,5 cm para todos os pilares, semelhante ao dos ensaios experimentais;
- Diferentes taxas de PRF, variando o número de camadas de zero até quatro;
- Diferentes taxas de tirantes, variando espaçamentos dos tirantes em 8 cm, 12 cm e 16 cm e pilares sem tirantes, apenas com PRF;
- Linhas de tirantes: em todos os pilares definiu-se que o número de linhas de tirantes (espaçamento transversal) seja de modo a fazer com que a seção retangular seja composta por quadrados. Logo, a seção de 1:2 ficou com uma linha de tirante, a seção de 1:3 ficou com duas linhas de tirantes, a seção 1:5 ficou com quatro linhas de tirantes. Somente a seção de 1:4 optou-se por variar as linhas, adotando duas linhas, três linhas e quatro linhas;
- Perfis de ancoragem: para todos os pilares foram adotados perfis de ancoragem com seção transversal quadrada de lados iguais a 25,4mm, apenas para os pilares com relação entre lados de 1:4 optou-se por variar a seção dos perfis justamente para avaliar a influência desse parâmetro, no

qual foram considerados perfis quadradas com lados iguais a: 15,88 mm; 22,23 mm; 25,40 mm e 31,75 mm.

Na Tabela 6.1 são apresentados todos os pilares modelados e suas características, totalizando um número de 88 pilares. Também nesta tabela são apresentados os valores de força máxima resistida por cada um dos pilares e parcela de força resistida pelos perfis de ancoragem devido ao atrito entre os perfis e o PRF.

Tabela 6.1 - Dados dos pilares modelados em elementos finitos

	Identificação do Pilar	$f_c$ (MPa)	b (cm)	h (cm)	$f_{io}$ (mm)	$a_{perfil}$ (mm)	n (PRF)	$S_{long}$ (cm)	linhas (n)	F (kN)	$F_{perfis}$ (kN)	$F_{cc}$ (kN)
1	P2-0-0-0-0-0	25	10	20	0	0	0	0	0	494		494
2	P2-1-0-0-0-0	25	10	20	0	0	1	0	0	620		620
3	P2-2-0-0-0-0	25	10	20	0	0	2	0	0	783		783
4	P2-3-0-0-0-0	25	10	20	0	0	3	0	0	833		833
5	P2-4-0-0-0-0	25	10	20	0	0	4	0	0	871		871
6	P2-1-9-8-1-25	25	10	20	9	25	1	8	1	854	151	702
7	P2-2-9-8-1-25	25	10	20	9	25	2	8	1	1060	151	909
8	P2-3-9-8-1-25	25	10	20	9	25	3	8	1	1189	151	1038
9	P2-4-9-8-1-25	25	10	20	9	25	4	8	1	1271	151	1120
10	P2-1-9-12-1-25	25	10	20	9	25	1	12	1	875	150	725
11	P2-2-9-12-1-25	25	10	20	9	25	2	12	1	1045	141	905
12	P2-3-9-12-1-25	25	10	20	9	25	3	12	1	1142	139	1002
13	P2-4-9-12-1-25	25	10	20	9	25	4	12	1	1205	140	1065
14	P2-1-9-16-1-25	25	10	20	9	25	1	16	1	831	136	695
15	P2-2-9-16-1-25	25	10	20	9	25	2	16	1	978	137	841
16	P2-3-9-16-1-25	25	10	20	9	25	3	16	1	1070	137	933
17	P2-4-9-16-1-25	25	10	20	9	25	4	16	1	1137	126	1012
18	P3-0-0-0-0-0	25	10	30	0	0	0	0	0	744		744
19	P3-1-0-0-0-0	25	10	30	0	0	1	0	0	798		798
20	P3-2-0-0-0-0	25	10	30	0	0	2	0	0	938		938
21	P3-3-0-0-0-0	25	10	30	0	0	3	0	0	1001		1001
22	P3-4-0-0-0-0	25	10	30	0	0	4	0	0	1045		1045
23	P3-1-9-8-1-25	25	10	30	9	25	1	8	2	1345	275	1071
24	P3-2-9-8-1-25	25	10	30	9	25	2	8	2	1578	274	1304
25	P3-3-9-8-1-25	25	10	30	9	25	3	8	2	1710	273	1437
26	P3-4-9-8-1-25	25	10	30	9	25	4	8	2	1789	265	1523
27	P3-1-9-12-1-25	25	10	30	9	25	1	12	2	1294	221	1072
28	P3-2-9-12-1-25	25	10	30	9	25	2	12	2	1486	222	1264
29	P3-3-9-12-1-25	25	10	30	9	25	3	12	2	1593	232	1360
30	P3-4-9-12-1-25	25	10	30	9	25	4	12	2	1657	228	1429
31	P3-1-9-16-1-25	25	10	30	9	25	1	16	2	1200	194	1006
32	P3-2-9-16-1-25	25	10	30	9	25	2	16	2	1354	182	1172
33	P3-3-9-16-1-25	25	10	30	9	25	3	16	2	1452	175	1278
34	P3-4-9-16-1-25	25	10	30	9	25	4	16	2	1532	201	1331
35	P4-0-0-0-0-0	25	10	40	0	0	0	0	0	993		993
36	P4-1-0-0-0-0	25	10	40	0	0	1	0	0	1054		1054
37	P4-2-0-0-0-0	25	10	40	0	0	2	0	0	1168		1168
38	P4-3-0-0-0-0	25	10	40	0	0	3	0	0	1245		1245
39	P4-4-0-0-0-0	25	10	40	0	0	4	0	0	1296		1296
40	P4-1-9-8-3-25	25	10	40	9	25	1	8	3	1808	361	1448
41	P4-2-9-8-3-25	25	10	40	9	25	2	8	3	2105	364	1741
42	P4-3-9-8-3-25	25	10	40	9	25	3	8	3	2269	366	1904
43	P4-4-9-8-3-25	25	10	40	9	25	4	8	3	2269	366	1904
44	P4-1-9-12-3-25	25	10	40	9	25	1	12	3	1751	339	1412
45	P4-2-9-12-3-25	25	10	40	9	25	2	12	3	1970	333	1637
46	P4-3-9-12-3-25	25	10	40	9	25	3	12	3	2094	329	1765
47	P4-4-9-12-3-25	25	10	40	9	25	4	12	3	2173	327	1846

Continuação da Tabela 6.1

	Identificação do Pilar	$f_c$ (MPa)	b (cm)	h (cm)	fio (mm)	$a_{\text{perfil}}$ (mm)	n (PRF)	$s_{\text{long}}$ (cm)	linhas (n)	F (kN)	$F_{\text{perfis}}$ (kN)	$F_{cc}$ (kN)
48	P4-1-9-12-2-25	25	10	40	9	25	1	12	2	1512	223	1289
49	P4-2-9-12-2-25	25	10	40	9	25	2	12	2	1689	201	1487
50	P4-3-9-12-2-25	25	10	40	9	25	3	12	2	1790	195	1595
51	P4-4-9-12-2-25	25	10	40	9	25	4	12	2	1860	193	1667
52	P4-1-9-12-4-25	25	10	40	9	25	1	12	4	2094	603	1491
53	P4-2-9-12-4-25	25	10	40	9	25	2	12	4	2379	640	1739
54	P4-3-9-12-4-25	25	10	40	9	25	3	12	4	2514	647	1867
55	P4-4-9-12-4-25	25	10	40	9	25	4	12	4	2609	645	1964
56	P4-1-9-16-3-22	25	10	40	9	22	1	16	3	1609	286	1323
57	P4-2-9-16-3-22	25	10	40	9	22	2	16	3	1786	235	1551
58	P4-3-9-16-3-22	25	10	40	9	22	3	16	3	1891	219	1673
59	P4-4-9-16-3-22	25	10	40	9	22	4	16	3	1952	210	1742
60	P4-1-9-16-3-25	25	10	40	9	25	1	16	3	1655	322	1333
61	P4-2-9-16-3-25	25	10	40	9	25	2	16	3	1841	303	1538
62	P4-3-9-16-3-25	25	10	40	9	25	3	16	3	1946	293	1653
63	P4-4-9-16-3-25	25	10	40	9	25	4	16	3	1967	281	1686
64	P4-1-9-16-3-31	25	10	40	9	31	1	16	3	1715	401	1314
65	P4-2-9-16-3-31	25	10	40	9	31	2	16	3	1911	404	1508
66	P4-3-9-16-3-31	25	10	40	9	31	3	16	3	2022	398	1625
67	P4-4-9-16-3-31	25	10	40	9	15	4	16	3	2046	370	1675
68	P4-1-9-16-3-15	25	10	40	9	15	1	16	3	1532	184	1349
69	P4-2-9-16-3-15	25	10	40	9	15	2	16	3	1704	176	1528
70	P4-3-9-16-3-15	25	10	40	9	15	3	16	3	1769	151	1618
71	P4-4-9-16-3-15	25	10	40	9	15	4	16	3	1803	166	1637
72	P5-0-0-0-0-0	25	10	50	0	0	0	0	0	1243		1243
73	P5-1-0-0-0-0	25	10	50	0	0	1	0	0	1312		1312
74	P5-2-0-0-0-0	25	10	50	0	0	2	0	0	1414		1414
75	P5-3-0-0-0-0	25	10	50	0	0	3	0	0	1505		1505
76	P5-4-0-0-0-0	25	10	50	0	0	4	0	0	1568		1568
77	P5-1-9-8-4-25	25	10	50	9	25	1	8	4	2329	647	1682
78	P5-2-9-8-4-25	25	10	50	9	25	2	8	4	2699	668	2031
79	P5-3-9-8-4-25	25	10	50	9	25	3	8	4	2896	661	2235
80	P5-4-9-8-4-25	25	10	50	9	25	4	8	4	3021	656	2364
81	P5-1-9-12-4-25	25	10	50	9	25	1	12	4	2294	619	1675
82	P5-2-9-12-4-25	25	10	50	9	25	2	12	4	2551	620	1931
83	P5-3-9-12-4-25	25	10	50	9	25	3	12	4	2696	601	2095
84	P5-4-9-12-4-25	25	10	50	9	25	4	12	4	2778	591	2187
85	P5-1-9-16-4-25	25	10	50	9	25	1	16	4	2111	522	1589
86	P5-2-9-16-4-25	25	10	50	9	25	2	16	4	2321	499	1822
87	P5-3-9-16-4-25	25	10	50	9	25	3	16	4	2438	489	1949
88	P5-4-9-16-4-25	25	10	50	9	25	4	16	4	2529	478	2050

Para todos pilares, os modelos constitutivos bem como os valores de critérios para alimentar os modelos, condições de contorno no que se refere a condições de vinculação, malha de elementos finitos, foram os mesmos considerados na calibração dos ensaios experimentais.

Nos gráficos das Figuras 6.1 a 6.4 são apresentadas as curvas obtidas nas modelagens dos pilares. Importante ressaltar que para todos os pilares o critério de parada correspondeu ao estágio em que os tirantes atingiram a tensão de ruptura de 800 MPa, indicando automaticamente o pico de força no pilar. Apenas para os pilares com relação entre lados de 1:2 observou-se que para alguns pilares, quando os tirantes atingiram esse valor de tensão, não se formou o pico bem definido. Então, para esses pilares, forçou-se a parada do modelo quando dos tirantes atingiram a tensão de 800 MPa.

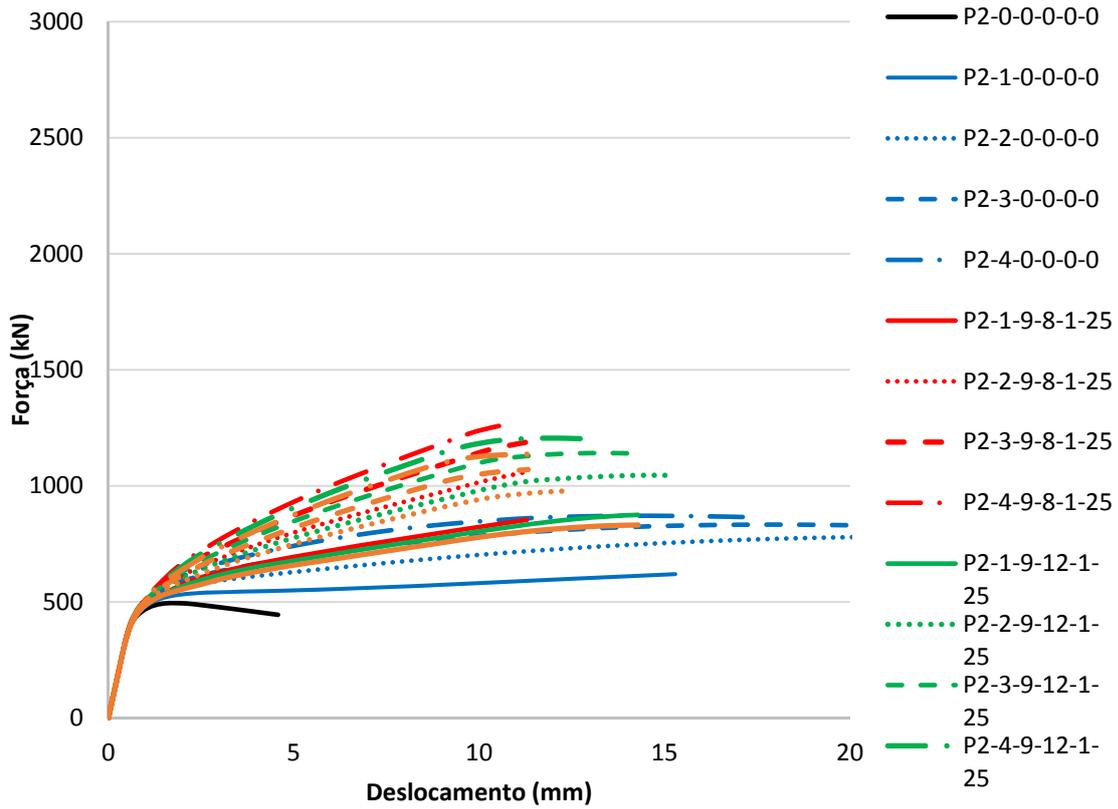


Figura 6.1 - Curvas de força versus deslocamento dos pilares com relação entre lados de 1:2 obtidas por meio da modelagem numérica

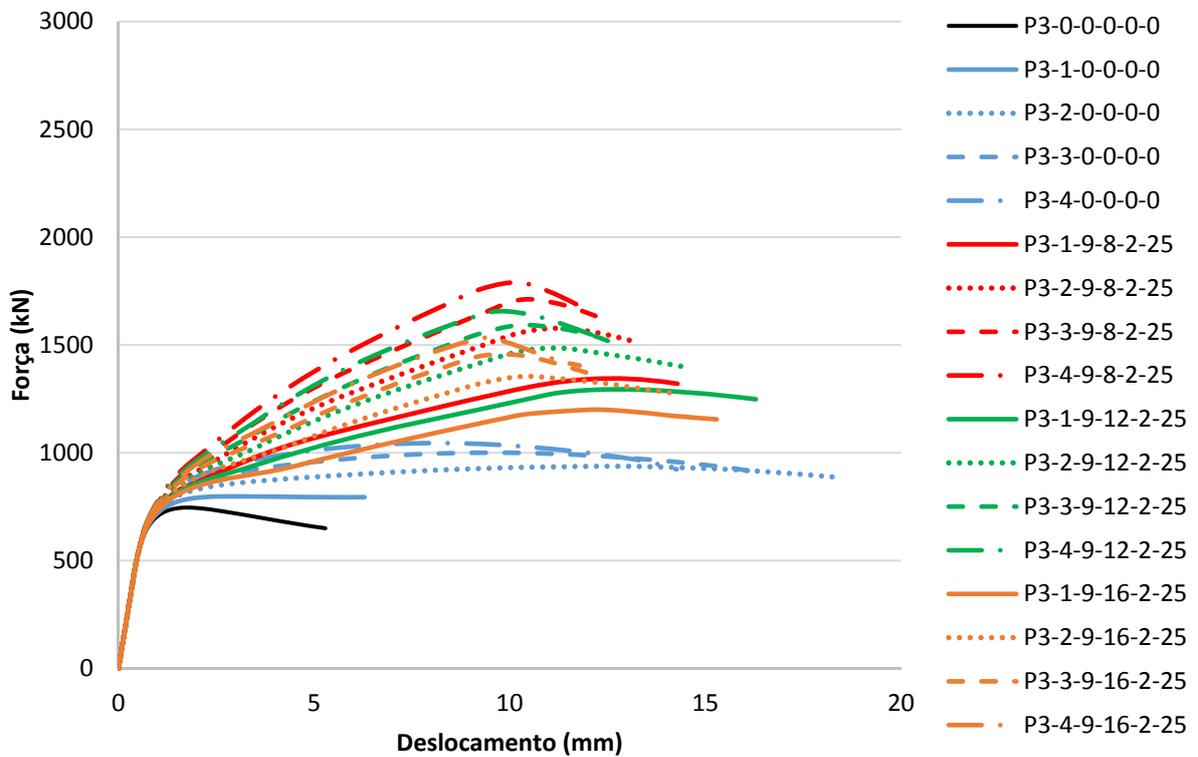


Figura 6.2 - Curvas de força versus deslocamento dos pilares com relação entre lados de 1:3 obtidas por meio da modelagem numérica

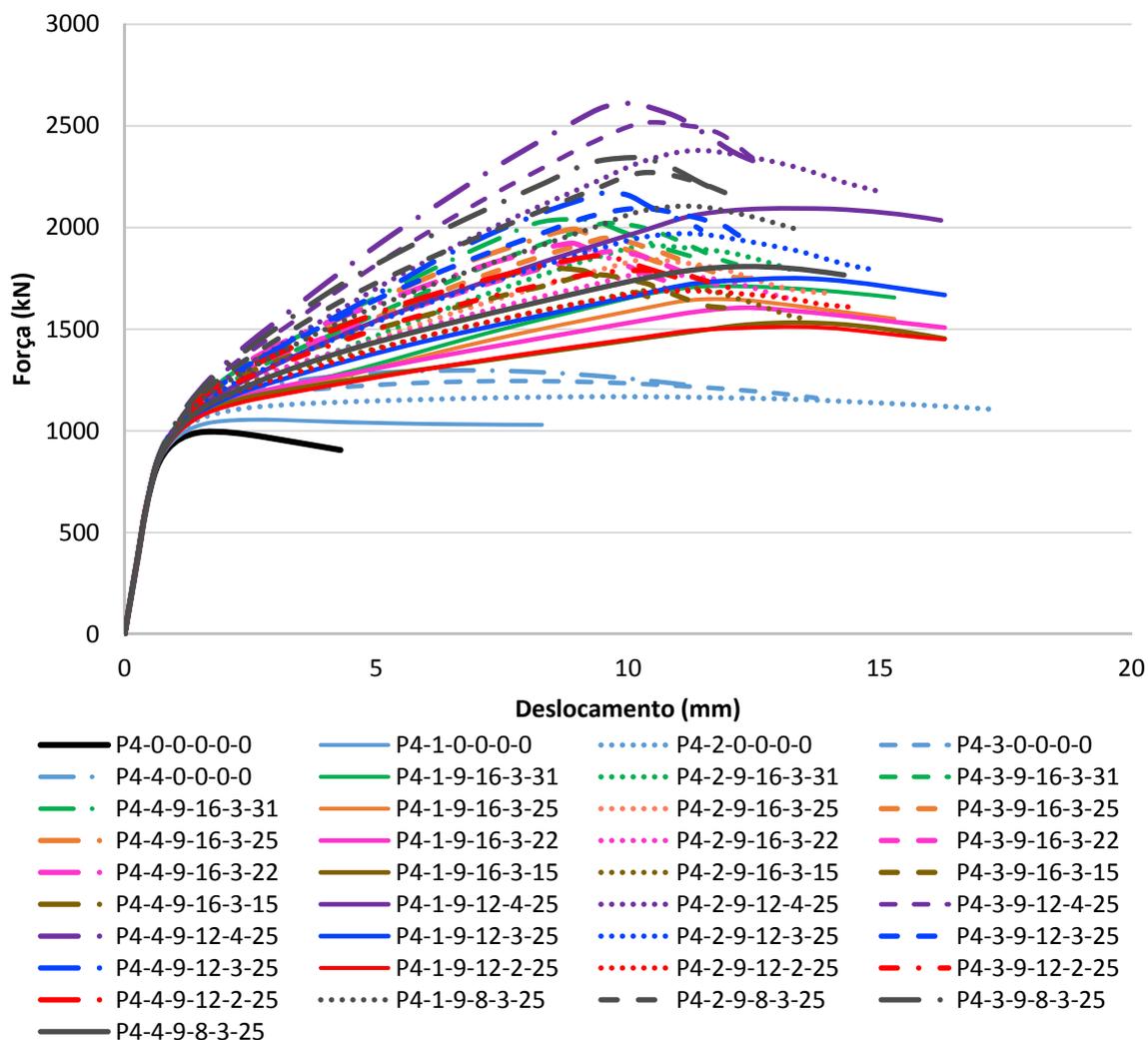


Figura 6.3 - Curvas de força versus deslocamento dos pilares com relação entre lados de 1:4 obtidas por meio da modelagem numérica

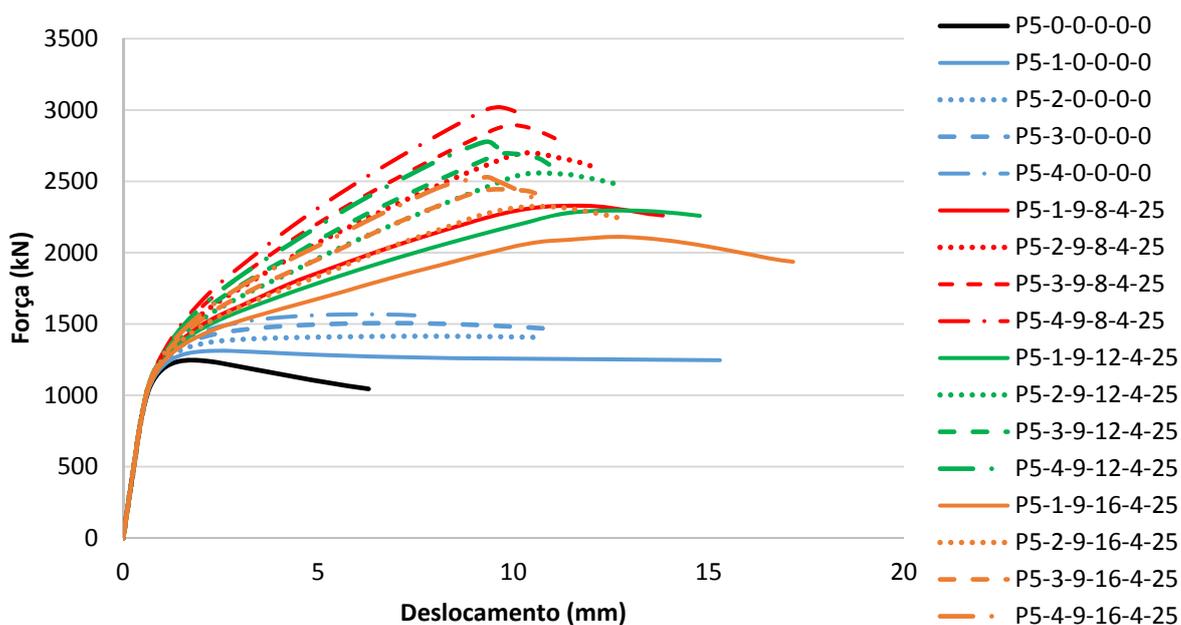


Figura 6.4 - Curvas de força versus deslocamento dos pilares com relação entre lados de 1:5 obtidas por meio da modelagem numérica

### 6.1.1 Influência da seção transversal

Os gráficos mostrados na Figura 6.5 demonstram a contribuição dos tirantes comparando a força dos pilares reforçados com tirantes e PRF com a força nos pilares reforçados apenas com PRF. Observa-se que, independentemente do número de camadas de PRF, todos os pilares apresentaram maior ganho de resistência na presença dos tirantes, de modo que quanto maior a taxa dos tirantes, maior foi o ganho em relação dos pilares apenas com PRF. Observa-se que os pilares P2, com relação entre lados de 1:2, esse ganho foi significativamente menor, quando comparado aos pilares com relação entre lados de 1:3 ou maior. Isso se deve ao fato de que para os pilares com seções de 1:2 a área efetivamente confinada apenas com PRF é consideravelmente maior, sendo que a presença dos tirantes promove um pequeno aumento na área efetivamente confinada. Já para os pilares com relação entre lados de 1:3 ou maior, em que as parábolas se sobrepõem, a presença dos tirantes é fundamental para aumentar a região de confinamento.

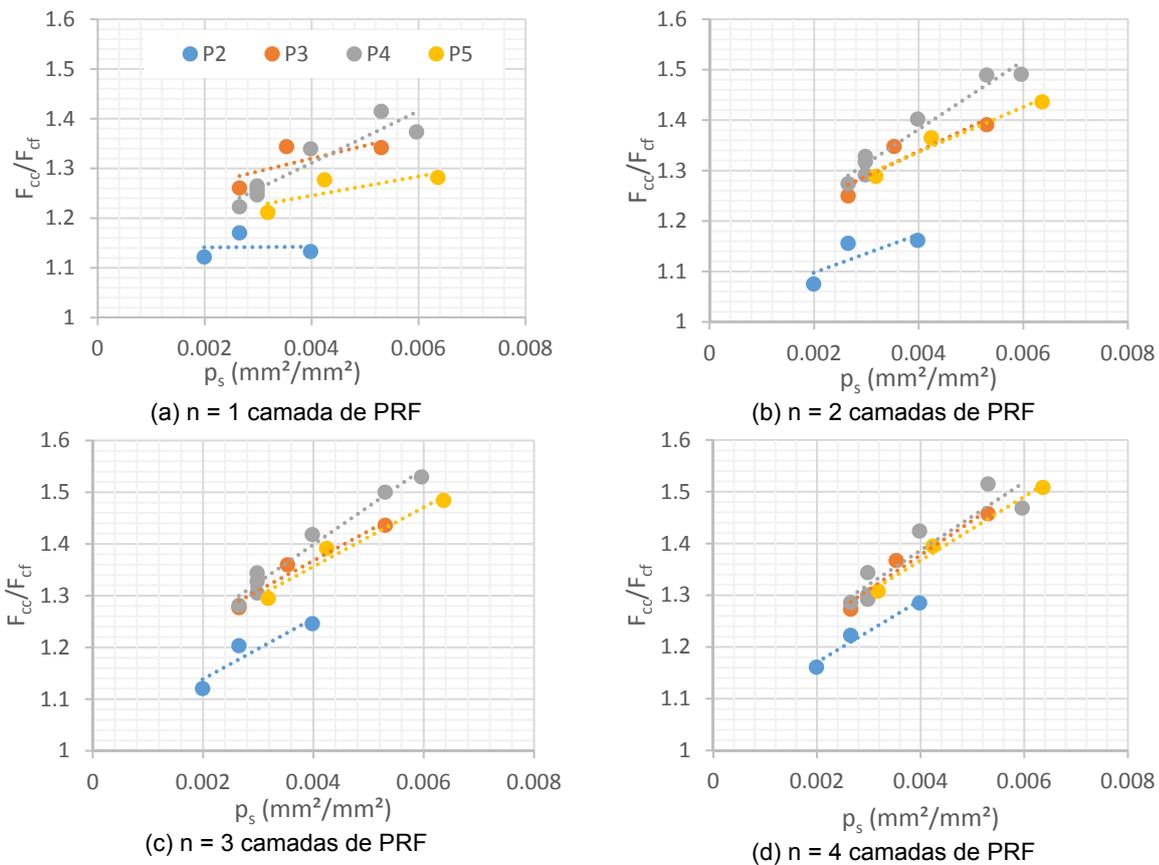


Figura 6.5 - Gráficos que relacionam o acréscimo da parcela de força resistida pelo concreto ( $F_{cc}$ ) do pilar reforçado com os tirantes e o PRF em relação à mesma parcela de força dos pilares reforçados apenas com PRF ( $F_{cf}$ ) em função da taxa de tirantes  $p_s$  para diferentes números de camadas de PRF e diferentes formatos de seções transversais

### 6.1.2 Influência das taxas de aço e de PRF

O gráfico mostrado na Figura 6.6 demonstra claramente que quanto maior a taxa de tirantes de aço e quanto maior a taxa de PRF, maior é o aumento da força resistida apenas pela parcela de concreto confinado. Nesse gráfico, a superfície em cor de cinza translúcido indica os pontos de valores obtidos na modelagem numérica, já a superfície suave, em curvas de nível coloridas, foi obtida por regressão não linear que forneceu a respectiva Equação (6.1) com um coeficiente de ajuste  $R^2 = 0,98$ . Também nessa superfície está destacada uma curva na cor vermelha indicando o que seria o incremento de força em pilares sem tirantes de aço. Observa-se também que a presença dos tirantes contribuiu de modo significativo para o aumento da força resistida pelo concreto confinado.

$$\frac{F_{cc}}{F_{co}} = 0,86 + 143,61\rho_s + 391,23\rho_f - 9717,43\rho_f^2 - 31348\rho_s^2 + 1766,92(\rho_f \cdot \rho_s) \quad (6.1)$$

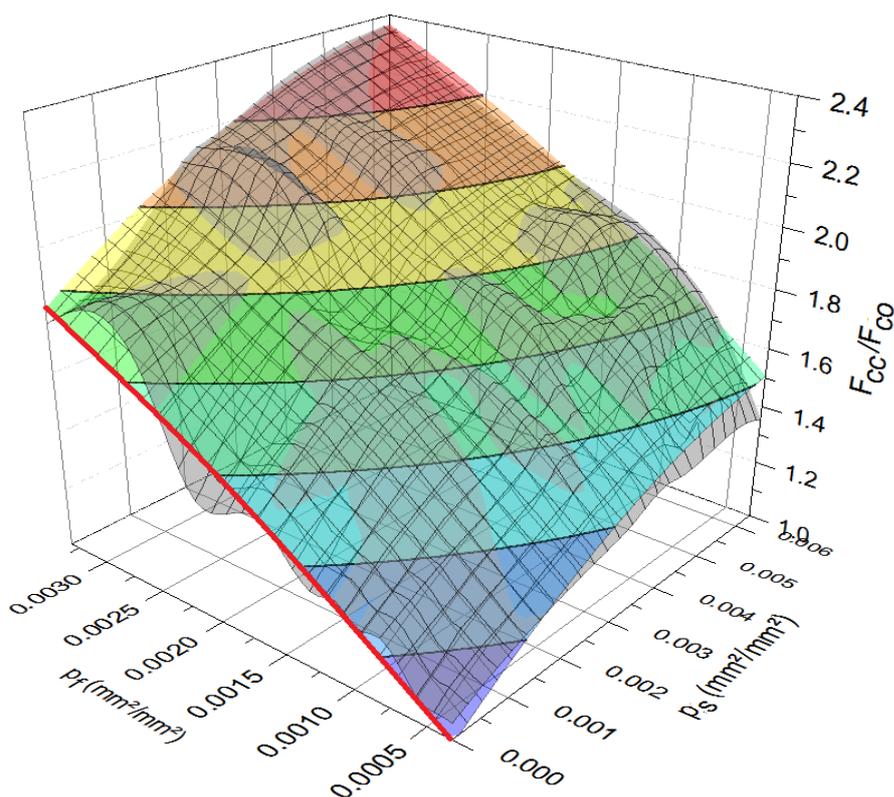


Figura 6.6 - Superfícies que relacionam o acréscimo da parcela de força resistida pelo concreto  $F_{cc}$  em relação ao pilar sem reforço, em função da taxa de aço dos tirantes  $\rho_s$  e da taxa de PRF  $\rho_f$

### 6.1.3 Eficiência de deformação do PRF

Na Figura 6.7 são mostradas duas superfícies que relacionam o coeficiente de eficiência de deformação da fibra  $k_f$  com a taxa de tirantes de aço e com a taxa de PRF. A superfície com a tonalidade cinza representa os pontos obtidos a partir da

modelagem numérica. A superfície mais suave, com faixas coloridas, indica a superfície obtida por meio de regressão não linear, sendo a Equação (6.2) a que representa essa superfície e cujo coeficiente de ajuste foi de  $R^2 = 0,84$ . Para se obter o  $k_f$ , comparou-se deformação da fibra de carbono fornecida pelo fabricante ( $e_f = 0,015$  mm/mm) com a máxima deformação medida no PRF ao longo do perímetro da seção transversal intermediária do pilar no instante da força de pico.

$$k_f = -1,96\rho_s^{0,5} + 0,086\rho_f^{-0,3} \quad (6.2)$$

Observa-se claramente que quanto maior é a taxa de PRF, maior é o  $k_f$ . Verificou-se também que, diferente do que se previa anteriormente, a taxa de tirantes pouco afeta a eficiência de deformação do PRF, e sim a taxa do próprio PRF influencia na eficiência de deformação do compósito. Em relação à taxa de tirantes, observou-se até o contrário, de modo que maiores taxas de tirantes tendem a causar uma leve redução na eficiência de deformação do PRF. Isso pode ser explicado considerando que maiores taxas de tirantes tendem a restringir mais as deformações laterais, o que conduz a menos deformação no PRF, mas como os tirantes têm capacidade reduzida de deformação em relação ao PRF e como eles governam a resistência, o pilar acaba atingindo a ruína com o PRF ainda com deformação baixa.

#### 6.1.4 *Influência de rigidez do perfil de ancoragem*

Nos gráficos mostrados na Figura 6.8a, relacionados à força axial resistida apenas pela parcela do concreto confinado em relação à variação da seção do perfil praticamente não alterou a força de pico do pilar. Já quando se considera a força total do pilar, incluindo a parcela resistida pelos perfis de ancoragem (Figura 6.8b), observa-se um aumento considerável com o aumento da seção transversal dos perfis. Isso ocorre, pois quanto maior é o lado da seção do perfil, maior é a largura em contato com o PRF e, portanto, maior é a força transmitida por atrito dos perfis para o pilar.

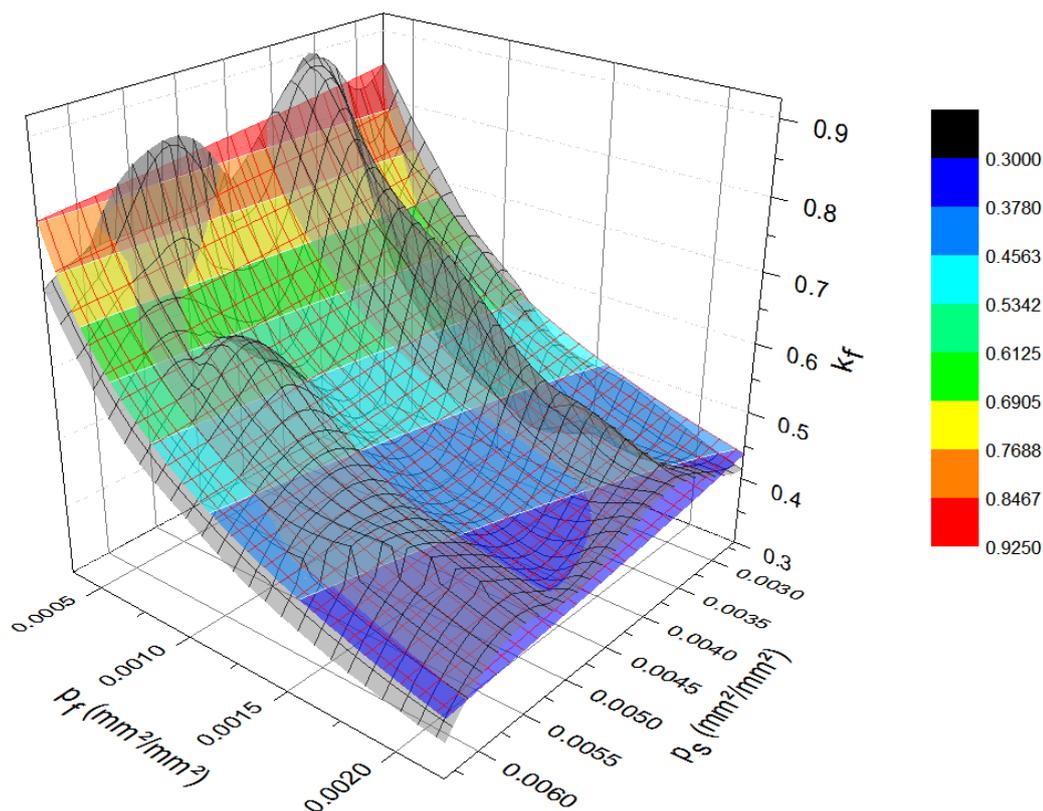


Figura 6.7 - Superfícies que relacionam o coeficiente de deformação máxima do PRF  $k_f$  com a taxa de aço dos tirantes  $p_s$  e da taxa de PRF  $p_r$

Considerando esse aspecto, seria possível afirmar que a seção transversal não afeta o confinamento do concreto. No entanto, se forem analisados pilares como os da Figura 6.9, por exemplo, observa-se que para o pilar com o perfil de 15,88 mm a distribuição de pressões laterais ficou prejudicada, ocorrendo maiores valores de pressão nos pontos de aplicação dos tirantes, já para o pilar com 25,40 mm a distribuição de pressão laterais ficou suave, indicando o correto funcionamento do sistema.

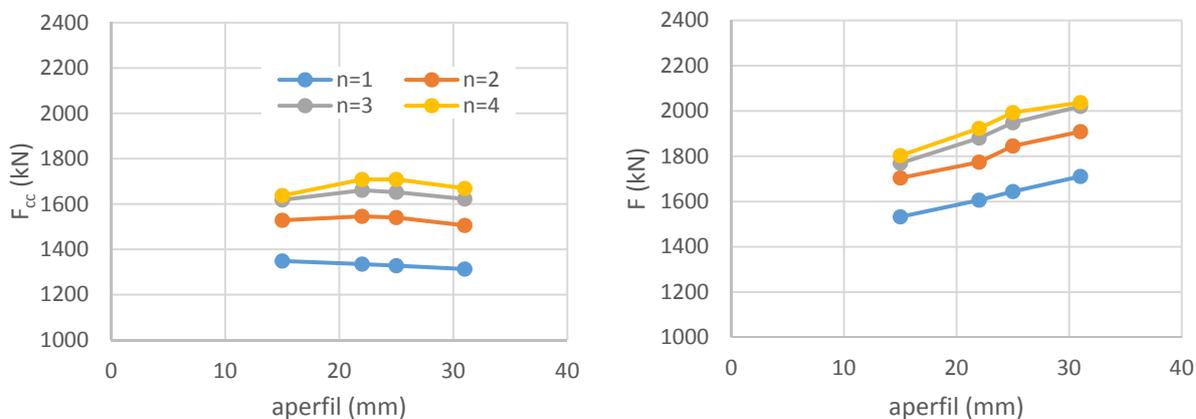


Figura 6.8 - Influência da parcela da seção transversal do perfil de ancoragem na (a) parcela de força resistida apenas pelo concreto  $F_{cc}$  e (b) na força total do pilar  $F$ .

O gráfico mostrado na Figura 6.10 relaciona a queda de pressão lateral entre os pontos de aplicação dos tirantes e o ponto intermediário entre os tirantes com a rigidez do perfil e o nível de pressão lateral aplicado. Observa-se que independentemente do número de camadas de PRF, quanto maior é a rigidez do perfil, menor é a queda de pressão lateral, sendo possível afirmar que a partir do valor de  $I/F_{ls} = 146 \text{ mm}^3/\text{N}$  essa queda de pressão foi pequena e com valor praticamente constante.

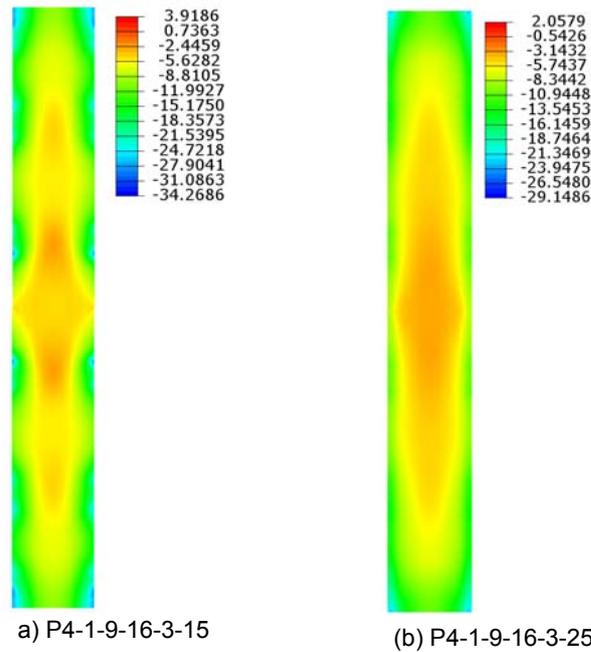


Figura 6.9 - Distribuição das tensões laterais de confinamento promovidas pelos perfis de ancoragem em um corte longitudinal no pilar que passa nos perfis lateralmente opostas que conectam os mesmos tirantes. (valores em MPa)

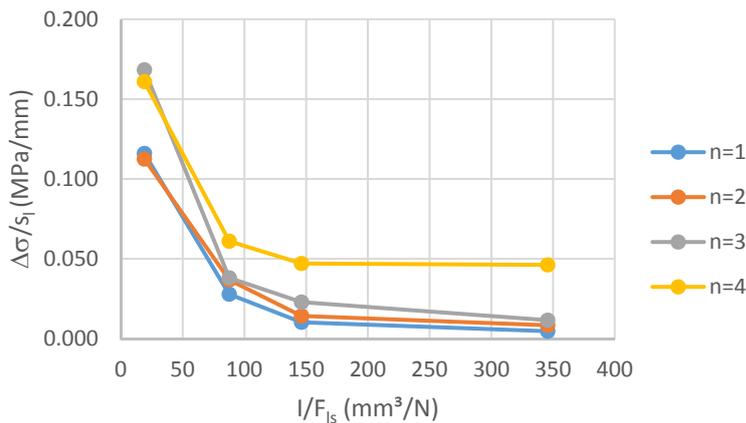


Figura 6.10 - Queda de pressão lateral promovida pelo perfil de ancoragem em um trecho compreendido entre dois tirantes consecutivos em função da rigidez do perfil e do nível de pressão lateral.

## 6.2 MODELO ANALÍTICO FINAL

A partir dos dados obtidos por meio dos ensaios experimentais e dos pilares modelados em elementos finitos para a análise paramétrica, foi possível fazer os ajustes necessário para se obter um modelo analítico final.

Apesar de algumas equações já terem sido apresentadas ao longo do texto, optou-se por reapresentá-las neste item para facilitar a leitura e o entendimento.

A resistência do pilar pode ser calculada pela equação:

$$F_{cc} = F_{cc} + F_{perfis} \quad (6.3)$$

Sendo:

$F_{cc}$  - parcela de força resistida apenas pelo concreto, dada por:

$$F_{cc} = f_{cc} \cdot A_c \quad (6.4)$$

$F_{perfis}$  - parcela de força resistida diretamente pelos perfis de ancoragem de aço, que será apresentada mais adiante;

$A_c = b \cdot h$  - área líquida de seção transversal do pilar;

$f_{cc}$  - tensão axial de compressão do concreto confinado, dado por:

$$f_{cc} = f_{co} + 4,5 \cdot f_l \cdot k_e \quad (6.5)$$

A pressão lateral  $f_l$  de confinamento passivo é definida como a tensão média de confinamento em cada uma das direções x e y:

$$f_l = \frac{(f_{lx} + f_{ly})}{2} \quad (6.6)$$

O coeficiente que relaciona a área da região de concreto confinado e a área total da seção é definido por:

$$k_e = 1 - \frac{\left( \sum_{i=1}^j w_{xi}^2 + w_y^2 \right)}{3A_c} \quad (6.7)$$

Sendo:

$w_{xi}$  e  $w_y$  como indicados na Figura 6.11;

$j$  - número de linhas de tirantes de aço por seção transversal.

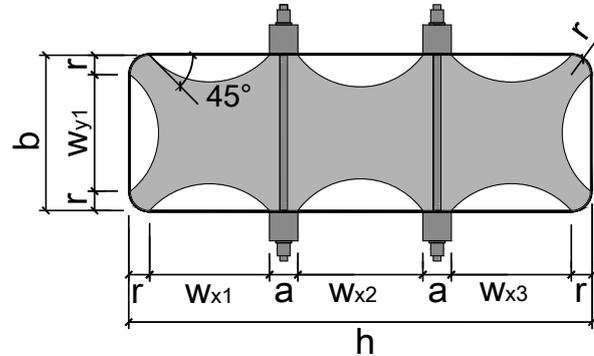


Figura 6.11 – Esquema da região de concreto confinado por tirantes de aço e PRF.

Na direção x a pressão depende apenas do PRF:

$$f_{lx} = \frac{2 \cdot k_f \cdot n \cdot t_f \cdot E_f \cdot e_{fu}}{b} \quad (6.8)$$

A pressão na direção y depende da média ponderada entre o confinamento provocado pelo PRF e os tirantes para cada região do concreto confinado, como indicado na Figura 6.12.

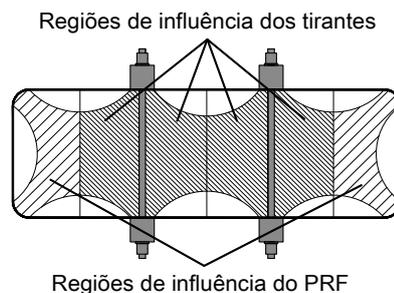


Figura 6.12 – Regiões confinadas sob influência dos tirantes de aço e d PRF

$$f_{ly} = \frac{k_f \cdot n \cdot t_f \cdot E_f \cdot e_{fu} + \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot s} \cdot k_s \cdot f_y \cdot j}{(1 + j) \cdot h} \quad (6.9)$$

Sendo:

$n$  - número de camadas de PRF;

$t_f$  - espessura do tecido de fibra;

$E_f$  - módulo de elasticidade da fibra;

$e_{fu}$  - deformação última da fibra fornecida pelo fabricante;

$\phi$  - diâmetro do tirante;

$f_y$  - tensão de escoamento do tirante de aço.

$k_s$  - coeficiente de eficiência relacionado à ancoragem dos tirantes, tomado com valor de 0,63 para o sistema de tirantes utilizado neste trabalho. Pode, de modo simplificado, ser calculado pela relação entre a área da seção transversal do tirante rosqueado dividida pela área da seção inteira, sem rosca.

Para se determinar o coeficiente  $k_f$  de eficiência de deformação da fibra, tomou-se como referência a regressão obtida na análise paramétrica, com um coeficiente adicional de ajuste igual a 0,5 que leva em consideração o fato de que a distribuição de deformações no PRF não é uniforme ao longo do perímetro da seção do pilar. Logo, esse coeficiente refere-se a um valor médio equivalente de deformações mobilizadas no PRF na seção do pilar.

$$k_f = 0,5 \cdot (-1,96\rho_s^{0,5} + 0,08\rho_f^{-0,3}) \quad (6.10)$$

Sendo  $\rho_s$  e  $\rho_f$  as taxas de tirante e de PRF tomados em relação apenas aos maiores lados da seção transversal. Devem ser calculadas em  $\text{mm}^2/\text{mm}^2$ .

A partir dessas equações, é possível comparar os valores obtidos analiticamente para a parcela de força resistida pelo concreto com os valores obtidos na modelagem numérica e nos ensaios experimentais, como apresentado no gráfico da Figura 6.13, em que é possível observar a ótima correlação.

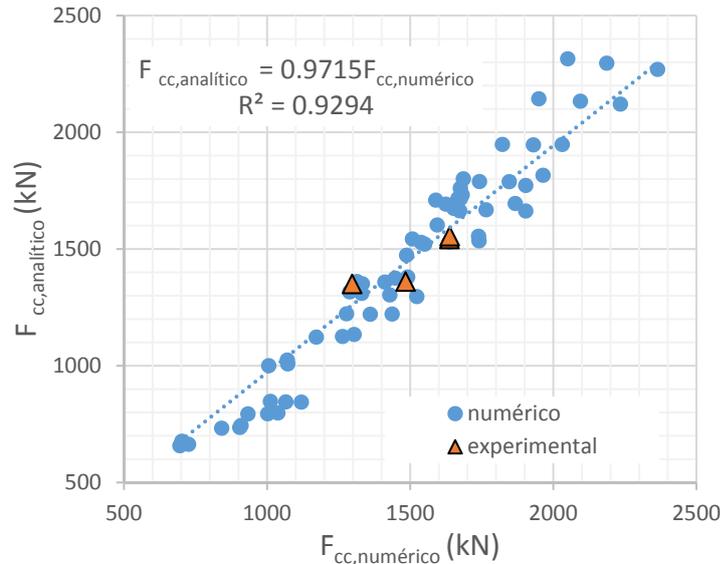


Figura 6.13 - Comparação entre a parcela de força resistida pelo concreto  $F_{cc}$  obtida analiticamente com os valores correspondentes obtidos numericamente e experimentalmente, para cada um dos pilares analisados

A parcela de força resistida diretamente pelos perfis foi obtida por meio da curva de regressão de valores de força medidos nos perfis de pilares da análise paramétrica, como indicado no gráfico da Figura 6.14. Logo,  $F_{barras}$  pode ser calculado por:

$$F_{perfis} = 219,77 \cdot (f_{ls} \cdot a_p \cdot n_{perfis})^{0,9262} \quad (6.11)$$

de modo que:

$a_p$  - lado da seção transversal do perfil quadrado (em mm);

$n_{perfis}$  - número total de perfis de ancoragem;

$f_{ls}$  - pressão que os perfis exercem sobre o PRF, calculado por:

$$f_{ls} = \frac{0,7 \cdot k_s \cdot f_y \cdot \left( \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \right)}{a_p \cdot s_l} \quad (\text{kN/mm}^2) \quad (6.12)$$

em que:

$f_y$  - tensão de escoamento do aço dos tirantes (em kN/mm<sup>2</sup>);

$\phi_t$  - diâmetros dos tirantes em (mm);

$s_l$  - espaçamento entre tirantes em (mm).

O coeficiente 0,7 considera que nem todos os tirantes atingem o valor máximo de tensão no instante da ruptura, sendo, portanto, um coeficiente de ajuste.

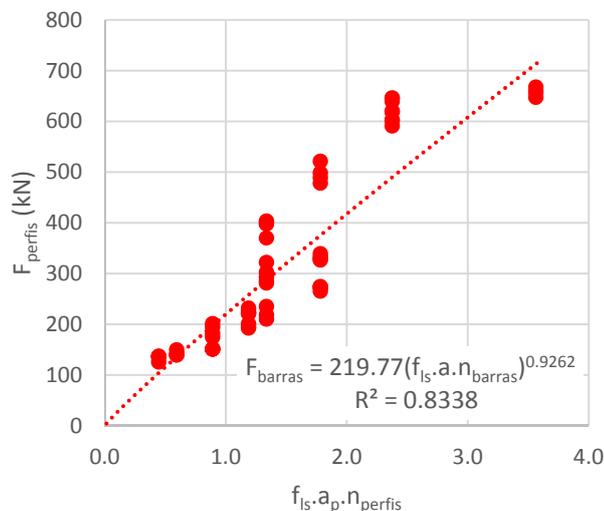


Figura 6.14 - Parcela de força resistida pelos perfis de ancoragem  $F_{\text{perfis}}$  em função da pressão lateral distribuída ao longo do perfil, do lado do perfil e do número de perfis em cada um dos pilares analisados

A previsão analítica para a parcela de força resistida pelos perfis, comparada com os valores experimentais e numéricos, é apresentada no gráfico da Figura 6.15, a partir da qual observa-se uma boa aproximação.

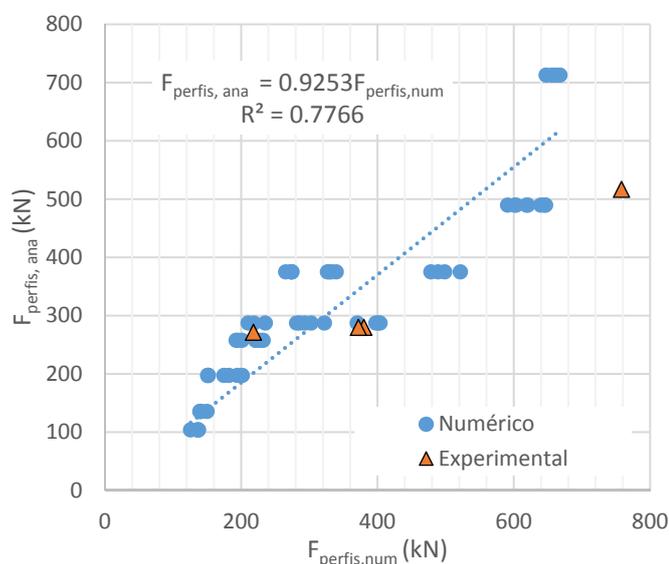


Figura 6.15 - Comparação entre a parcela de força resistida pelos perfis de ancoragem  $F_{\text{perfis}}$  obtida analiticamente com os valores correspondentes obtidos numericamente, para cada um dos pilares analisados

Por fim, é possível comparar a parcela de força total do pilar calculada analiticamente com os valores de força numéricos e experimentais. Na Figura 6.16 é apresentada essa relação, sendo observada ótima correlação.

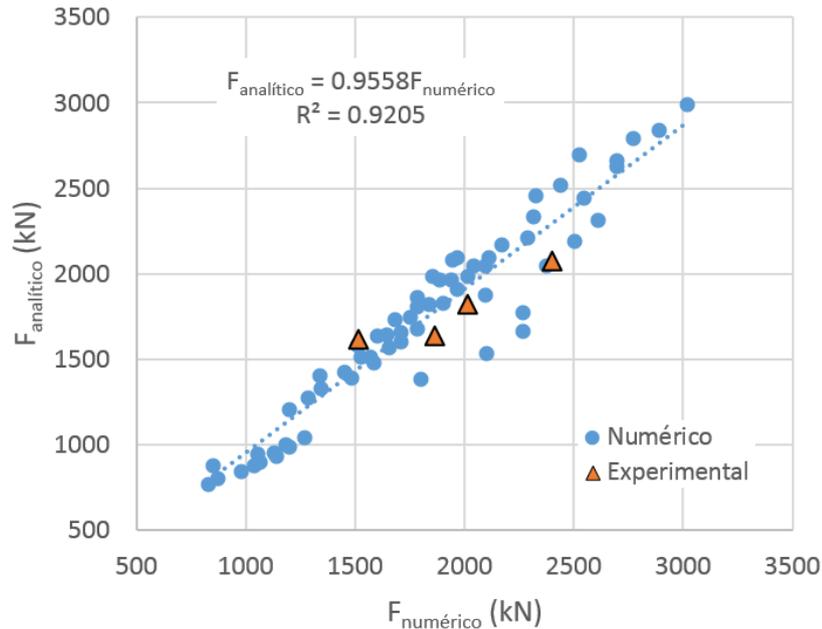


Figura 6.16 - Comparação entre o modelo analítico, numérico e experimental da força total resistida pelo pilar.

### 6.3 CONSIDERAÇÕES PARCIAIS

A partir dos dados obtidos na análise numérica final, envolvendo análise paramétrica e estudo analítico, é possível fazer, de forma resumida, as seguintes considerações:

- Quanto ao formato da seção transversal do pilar, mantendo o mesmo número de camadas, a dos tirantes associado ao PRF promoveu acréscimo de força em relação aos mesmos pilares reforçados apenas com o PRF. No entanto esse aumento foi mais expressivo em seções com relação entre lados maior que 1:3, por promoverem aumento mais expressivo das regiões de concreto confinado;
- Quanto à taxa de aço dos tirantes e de PRF, ficou evidente que quanto maior é a taxa de ambos, maior é o acréscimo de força no pilar;
- Quanto à eficiência de deformação do PRF, observou-se que ela está condicionada à presença dos tirantes, cuja ruptura acaba por definir a ruína do pilar. Mas observou-se que a taxa de PRF tem mais influência no  $k_f$  do que a taxa de tirantes, de modo que quanto maior é a taxa de PRF, maior é o  $k_f$ ;
- Quanto à influência da rigidez do perfil de ancoragem, constatou-se que os perfis não influenciam significativamente na parcela de força resistida pelo concreto confinado, mas contribui na força total do pilar, a depender da maior ou menor área de contato entre o perfil e o PRF. Além disso, observou-se que para se ter uma boa distribuição de tensões laterais ao longo do pilar, foi

necessário se ter um perfil que atenda a uma relação mínima de  $I/F_{ls} = 146 \text{ mm}^3/\text{N}$ ;

- O modelo analítico desenvolvido considera de modo independente a pressão lateral em duas direções, sendo possível adotar diferentes taxas de tirantes de aço e PRF. Considera a deformação do PRF, não como um  $k_f$  fixo, mas sim dependente das taxas de aço e de PRF. O modelo também permite dimensionar e calcular de modo independente o perfil de ancoragem e sua parcela de contribuição direta da força, sendo possível considerá-la ou não. Por fim, o modelo apresentou uma ótima correlação com os dados numéricos e experimentais analisados.
- Em relação à parcela de contribuição dos perfis de ancoragem, são necessários maiores estudos para ser obter claramente a sua contribuição de força para outras configurações de pilar, como por exemplo a situação de um pilar com maior comprimento, semelhante a um pilar usual entre dois pavimentos de um edifício. O modelo analítico ainda não considera a variável de comprimento do perfil. Logo, pode-se a princípio, e de modo opcional, desprezar essa contribuição.



## 7 CONCLUSÃO

De modo resumido, o estudo realizado para a investigação de um mecanismo auxiliar ao PRF, constituído por tirantes transversais de aço, para promover o confinamento e reforço de pilares de concreto com seção transversal retangular, constituiu-se de: análise experimental na qual foram ensaiados dez pilares; modelagem numérica em elementos finitos dos pilares ensaiados experimentalmente e análise paramétrica com a modelagem de 88 pilares; por fim, desenvolveu-se um modelo analítico capaz de prever a força resistida por pilares reforçados com essa técnica.

Sendo assim, é possível ressaltar, quanto aos ensaios experimentais:

- A presença dos tirantes de aço promoveu o confinamento do concreto junto aos maiores lados da seção, evitando a formação de bulbos laterais de expansão, e aumentando a região de concreto confinado;
- O mecanismo auxiliar de reforço promoveu aumento considerável de força (até 2,5 vezes) e ductilidade nos pilares em relação ao pilar de referência não reforçado;
- A presença dos tirantes aumentou a eficiência de deformação do PRF em relação aos pilares reforçados apenas com PRF;
- O sistema de ancoragem dos tirantes constituído por porcas acaba por gerar uma ruptura frágil dos mesmos; além disso, reduz a tensão de trabalho dos tirantes, uma vez que a seção transversal fica reduzida para o entalhe da rosca;
- Os perfis de ancoragem, além de distribuírem a pressão lateral de confinamento dos tirantes para o concreto, contribuíram diretamente com uma parcela considerável de força axial, transmitida por tensões de atrito entre PRF e os perfis. Esta contribuição pode, a princípio, ser desprezada. Estudos futuros devem ser realizados para avaliar melhor esta contribuição.

Quanto à modelagem numérica em elementos finitos:

- O modelo numérico em elementos finitos foi capaz de representar de modo satisfatório os diversos comportamentos observados nos ensaios

experimentais, no qual foram calibradas as curvas de força versus deslocamento dos pilares, a tensão nos tirantes, a força axial nos perfis de ancoragem por mecanismos de atrito e as deformações do PRF, sendo que estas últimas ficaram um pouco acima dos valores observados no ensaio, mas representando a mesma tendência de comportamento. Essa limitação está relacionada ao modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* em representar perfeitamente a expansão lateral do concreto. Mesmo assim, considerou-se que esse efeito não comprometeu os resultados globais da análise;

- Foi possível observar a distribuição das tensões de compressão na seção transversal de concreto, observando como os tirantes promoveram o aumento da região de concreto confinado delimitada por parábolas ligando os tirantes e os cantos arredondados das seções;
- Por meio da análise paramétrica expandiu-se os dados de análise, sendo possível observar a influência dos seguintes parâmetros: para seções transversais com relação entre lados 1:2 a presença dos tirantes não promoveu um acréscimo tão significativo de força quanto para seções com relação de 1:3 ou maior; quanto maior a taxa de tirantes e de PRF, maior é o incremento de força no pilar; a eficiência de deformação do PRF é mais influenciada pela taxa de PRF do que pela taxa de tirantes de aço, no entanto a ruptura dos tirantes condiciona o ponto de ruína dos pilares, sem os quais o pilar atingiria ruína prematura pela formação de bulbos nos lados maiores da seção; os perfis de ancoragem pouco afetam a parcela de força resistida pelo concreto confinado, mas altera diretamente a parcela de força axial resistida pelos perfis, no entanto, quanto maior é a rigidez do perfil, melhor a distribuição das tensões de confinamento ao longo do pilar.

Quanto ao modelo analítico:

- O modelo analítico desenvolvido possibilita a previsão de força axial de modo independente no que se refere à parcela de força resistida pelo concreto confinado e pelos perfis de ancoragem, apresentando boa correlação entre resultados analíticos quando comparados com experimentais e numéricos;
- Quanto à parcela de força do concreto, o modelo considera a influência do PRF e dos tirantes de modo independente, atribuindo diferentes pressões

para duas direções da seção transversal. Para isso, utiliza coeficientes de eficiência de ruptura dos tirantes dependente da redução da seção causada pelo entalhe da rosca e considera uma equação para determinar a deformação do PRF em função das taxas utilizadas;

- Quanto à parcela de força resistida pelos perfis de ancoragem, pode-se a princípio desprezá-la na consideração da resistência total do pilar. Apesar de ter sido demonstrado seu funcionamento e de ter sido possível fazer uma previsão analítica da contribuição gerada, maiores estudos são necessários para definir exatamente como essa contribuição se dá diante de outras configurações para o pilar, como, por exemplo, para um pilar de maior comprimento.

A partir de todas as considerações realizadas, pode-se afirmar que foram obtidos os resultados inicialmente propostos para esta pesquisa.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS - Theory Manual. Providence USA. DASSAULT SYSTÉMES, 2012.

AL-SALLOUM, Y. A. Influence of edge sharpness on the strength of square concrete columns confined with FRP composite laminates. **Composites Part B: Engineering**, v. 38, n. 5–6, p. 640–650, jul. 2007.

ALSAYED, S. H. et al. Experimental and numerical investigation for compression response of CFRP strengthened shape modified wall-like RC column. **Construction and Building Materials**, v. 63, p. 72–80, 2014.

AMERICAN CONCRETE INTITUTE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems**. ACI 440 Detroit, Mich, 2008.

STANDARDS UNITED STATES. ASTM D3039. **Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials D3039**. Annual Book of ASTM Standards. United States, 2014.

CAMPIONE, G.; MIRAGLIA, N.; PAPIA, M. Strength and strain enhancements of concrete columns confined with FRP sheets. **Structural Engineering and Mechanics**, v. 18, n. 6, p. 769–790, 2004.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, p. 242, 2005.

CEB-FIP. COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON . CEB-FIP: **Model code 1990**. Bulletin d'Information, Paris, n. 203-205., 1993.

CHAALLAL, O.; HASSAN, M.; SHAHAWY, M. Confinement model for axially loaded short rectangular columns strengthened with fiber-reinforced polymer wrapping. **ACI Structural Journal**, v. 100, n. 2, p. 215–221, 2003.

CHAALLAL, O.; SHAHAWY, M.; HASSAN, M. Performance of Axially Loaded Short Rectangular Columns Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Wrapping. **Journal of Composites for Construction**, v. 7, n. 3, p. 200, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cordoalhas de aço para concreto protendido**. NBR 7483. Rio de Janeiro, 2004.

CSUKA, B.; KOLLÁR, L. P. Analysis of FRP confined columns under eccentric loading. **Composite Structures**, v. 94, n. 3, p. 1106–1116, fev. 2012.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Structural concrete: textbook on behaviour, design and performance**. Bulletin 1, v.1 Technical Rep., Lausanne, Switzerland, 1999.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures**. Bulletin No. 14, Technical Rep., Lausanne, Switzerland, 2001.

GAJDOSOVA, K.; BILCIK, J. Full-Scale Testing of CFRP-Strengthened Slender Reinforced Concrete Columns. **Journal of Composites for Construction**. April, p. 239–248, 2013.

HADI, M. N. S.; PHAM, T. M. Stress Prediction Model for FRP Confined Rectangular Concrete Columns with Rounded Corners. **J. Compos. Constr.** v. 20, n. Calladine 1983, p. 1–10, 2014.

HARAJLI, M. Axial stress–strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns. **Cement and Concrete Composites**, v. 28, n. 10, p. 938–948, nov. 2006.

ILKI, A. et al. FRP Retrofit of Low and Medium Strength Circular and Rectangular Reinforced Concrete Columns. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 20, n. 2, p. 169, 2008.

KUMUTHA, R.; VAIDYANATHAN, R.; PALANICHAMY, M. S. Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP. **Cement and Concrete Composites**, v. 29, n. 8, p. 609–615, set. 2007.

LAM, L.; TENG, J. G. Design-oriented Stress–Strain Model for FRP-confined Concrete in Rectangular Columns. **Journal of Reinforced Plastics and Composites**, v. 22, p. 1149–1187, 2003.

LEE, J. H.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **J. Eng. Mech.** (ASCE), v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LEE, M. C.; TRACEY, I. Analytical Model fo Fiber Reinforcement Polymer Jacketed Square Concrete Columns in Axial Compression. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 2, 2010.

LIM, J. C.; OZBAKKALOGLU, T. Design model for FRP-confined normal and high strength concrete square and rectangular columns. **Magazine of Concrete Research**, v. 66, n. 20, 2014.

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **Internacional Journal of Solids Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MAALEJ, M.; TANWONGSVAL, S.; PARAMASIVAM, P. Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 2, p. 263–276, 2003.

MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. 1. ed. PINI. São Paulo - SP.2002.

MANDER, J. B.; PIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, p. p.1804-1827, 1988.

MICELLI, F.; MODARELLI, R. Experimental and analytical study on properties affecting the behaviour of FRP-confined concrete. **Composites Part B: Engineering**, v. 45, n. 1, p. 1420–1431, fev. 2013.

MUKHERJEE, A. et al. Mechanical Behavior of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Concrete Columns — Complicating Effects. **Journal of Composites for Construction**, May 2011, p. 97–103, 2004.

NISTICÒ, N. R. C. square sections confined by FRP: A numerical procedure for predicting stress–strain relationships. **Composites Part B: Engineering**, v. 59, p. 238–247, mar. 2014.

OZBAKKALOGLU, T. Concrete-Filled FRP Tubes : Manufacture and Testing of New Forms Designed for Improved Performance. **Journal of Composites for Construction**, April, p. 280–291, 2013.

OZBAKKALOGLU, T.; GHOLAMPOUR, A.; LIM, J. C. Damage-Plasticity Model for FRP-Confined Normal-Strength and High-Strength Concrete. **Journal of Composites for Construction**, p. 1–13, 2016.

PAN, J. L.; XU, T.; HU, Z. J. Experimental investigation of load carrying capacity of the slender reinforced concrete columns wrapped with FRP. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 11, p. 1991–1996, nov. 2007.

PANTAZOPOULOU, S. J. Role of Expansion on Mechanical Behavior of Concrete. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v. 121, n. 12, p. 1795–1805, 1995.

PANTELIDES, C. P.; YAN, Z. Confinement Model of Concrete with Externally Bonded FRP Jackets or Posttensioned FRP Shells. **Journal of Structural Engineering**, v. 133, n. 9, p. 1288–1296, 2007.

PARVIN, A.; SCHROEDER, J. M. Investigation of Eccentrically Loaded CFRP-Confined Elliptical Concrete Columns. **Journal of Composites for Construction** May 2011, p. 93–101, 2008.

PUNURAI, W. et al. Biaxially loaded RC slender columns strengthened by CFRP composite fabrics. **Engineering Structures**, v. 46, p. 311–321, jan. 2013.

RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. **Eng. Experiment Station Bull.** No. 185, University of Illinois, Urbana, Ill., 1928.

ROCCA, S.; GALATI, N.; NANNI, A. Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections. **Journal of Composites for Construction**, v. 12, n. 1, p. 80–92, 2008.

ROCHETTE, P.; LABOSSIÈRE, P. Axial testing of rectangular column models confined with composites. **Journal of Composites for Construction**, v. 6, May 2011, p. 129–136, 2000.

SADEGHIAN, P. et al. Experimental Study of Rectangular RC Columns Strengthened with CFRP Composites under Eccentric Loading. **Journal of Composites for Construction**, May 2011, p. 443–450, 2010.

SHEHATA, I. A. E. M. Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. **Materials and Structures**, v. 35, n. 245, p. 50–58, 2001.

SUDANO, A. L.; HANAI, J. B. Avaliação do coeficiente de forma da seção transversal e suas implicações no desempenho de pilares reforçados com PRFC. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, n35 v.8, p. 95–126, São Carlos, 2006.

TAN, K. H. Columns using Fiber-Reinforced Polymer. **Journal of Composites for Construction**, v. 175, n. May 2011, p. 175–183, 2002.

TAN, K. H.; BHOWMIK, T.; BALENDRA, T. Confinement model for FRP-bonded capsule-shaped concrete columns. **Engineering Structures**, v. 51, p. 51–59, jun. 2013.

TOUTANJI, H. et al. Behavior of Large-Scale Rectangular Columns Confined with FRP Composites. **Journal of Composites for Construction**, february, p. 62–71, 2010.

UNTIVEROS, C. A. A. **Estúdio experimental del comportamiento del hormigón confinado submetido à compresión**. Tese de Doutorado - Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona., 2002.

VICENTE, C. M. de S.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. PINI. São Paulo - SP, 1998.

WEE, T. H.; CHIN, M. S.; MANSUR, M. A. Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 1, p. 21–29, 1996.

WEI, Y.-Y.; WU, Y.-F. Unified stress–strain model of concrete for FRP-confined columns. **Construction and Building Materials**, v. 26, n. 1, p. 381–392, jan. 2012.

WU, Y.-F.; WEI, Y.-Y. Effect of cross-sectional aspect ratio on the strength of CFRP-confined rectangular concrete columns. **Engineering Structures**, v. 32, n. 1, p. 32–45, jan. 2010.

WU, Y.; WANG, L. Columns Confined by External Jacket. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, March, p. 253–261, 2009.

WU, Y.; ZHOU, Y. Criterion for Circular and Square Concrete Columns. **Journal of Structural Engineering**, APRIL, p. 175–184, 2010.

YAN, Z.; PANTELIDES, C. P. Concrete column shape modification with FRP shells and expansive cement concrete. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 1, p. 396–405, jan. 2010.

YANG, X. Effect of Corner Radius on the Performance of Externally Bonded FRP Reinforcement. **Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures**. p. 197–204, 2001.

YOUSSEF, M. N.; FENG, M. Q.; MOSALLAM, A. S. Stress–strain model for concrete confined by FRP composites. **Composites Part B: Engineering**, v. 38, n. 5–6, p. 614–628, maio 2007.

YUAN, X. et al. Analysis and behaviour of FRP-confined short concrete columns subjected to eccentric loading. **Journal of Zhejiang University SCIENCE A**, v. 9, n. 1, p. 38–49, 14 dez. 2008.