

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA  
DO RIO DE JANEIRO



**Rodrigo Pompermayer Soares**

**Estudo Experimental do Comportamento de Elementos Mistos Constituídos de Perfis Duplo I Preenchidos com Concreto Armado**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Rio de Janeiro  
Setembro de 2018



**Rodrigo Pompermayer Soares**

**Estudo Experimental do Comportamento de Elementos Mistos Constituídos de Perfis Duplo I Preenchidos com Concreto Armado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

**Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Raul Rosas e Silva**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

**Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima**

Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

**Prof. Marcio da Silveira Carvalho**

Coordenador Setorial do Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 04 de setembro de 2018.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

### **Rodrigo Pompermayer Soares**

Graduou-se em Engenharia Civil pela UFES (Universidade Federal do Espírito Santo) em Vitória, Espírito Santo em janeiro de 2016. Ingressou no mestrado na PUC-Rio em março de 2016, desenvolvendo dissertação com ênfase em Estudos Experimentais em pilares mistos.

#### Ficha Catalográfica

Soares, Rodrigo Pompermayer

Estudo Experimental do Comportamento de Elementos Mistos Constituídos de Perfis Duplo I Preenchidos com Concreto Armado / Rodrigo Pompermayer Soares; orientador: Sebastião Arthur Lopes de Andrade – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2018.

v., 138 f.: il. color; 29,7 cm

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2018.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil – Tese. 2. Pilares mistos. 3. Novos Sistemas Construtivos. 4. Análise Experimental. I. Andrade, Sebastião A. L. de. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD: 624

## Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus, por me abençoar e me dar força durante todo esse processo.

Ao professor Sebastião Arthur Lopes de Andrade pela orientação, confiança depositada no desenvolvimento deste trabalho, paciência em ajudar, conhecimento transmitido e por todas as sugestões indispensáveis para a conclusão desta pesquisa.

Aos meus familiares e à Larissa por todo o apoio e incentivo durante toda essa fase, tanto nos momentos mais fáceis quanto nos mais difíceis, me dando força para seguir em frente a cada dia.

Aos técnicos do laboratório de estruturas e materiais da PUC-Rio, Rogério, Euclides, José Nilson, Marques, Bruno e Carlos. Sou muito grato por toda a disponibilidade em ajudar, pela colaboração, empenho e por sempre estarem fazendo de tudo para gerar um excelente ambiente de trabalho.

Ao Antonyony Heitor pela amizade e por toda a ajuda durante todo este processo, você foi muito importante para que eu pudesse concluir este trabalho. Agradeço também ao professor André Tenchini da Silva, ao João Victor F. Dias e ao César Ferrante pela ajuda.

Aos amigos que fiz na PUC-Rio agradeço por terem tornado esta jornada muito mais leve. Agradeço aos capixabas que estavam comigo no Rio de Janeiro desde o começo desta jornada. Agradeço também aos meus amigos de Vitória que apesar da distância sempre mantiveram contato e me ajudaram a ter forças para conseguir chegar ao fim deste processo.

Ao Alipio P Carvalho Filho pela fabricação dos perfis metálicos utilizados neste trabalho.

Ao CNPq pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

## Resumo

Soares, Rodrigo Pompermayer; Andrade, Sebastião Arthur Lopes (Orientador) **Estudo Experimental do Comportamento de Elementos Mistos Constituídos de Perfis Duplo I Preenchidos com Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 2018. 138p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Nesta dissertação, foi desenvolvido um estudo experimental de um sistema de pilares mistos. O modelo estrutural consiste em dois perfis I laminados ligados por conectores soldados na região das almas, e com concreto armado preenchendo a região entre os perfis. Além dos conectores ligando as almas dos perfis principais do pilar, também se têm a presença de conectores do tipo *stud bolt* soldados nas almas, permitindo maior interação aço-concreto e evitando a flambagem de alma. Neste trabalho, são apresentados os detalhes do sistema construtivo, evidenciando a melhor maneira de executar a fabricação do sistema misto, assim como as recomendações de projeto. Com base em resultados teóricos iniciais e nos custos inerentes à produção do sistema, desenvolveu-se um programa experimental no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio. Este programa experimental teve como objetivo avaliar o comportamento estrutural do sistema proposto quando submetido à flexão, determinar o comportamento carga x deslocamento da estrutura, a carga última de plastificação da estrutura, as dificuldades de montagem do sistema, assim como o custo benefício ao levar em conta todos os processos realizados.

## Palavras-chave

Pilares mistos; novos sistemas construtivos; análise e experimental

## Abstract

Soares, Rodrigo Pompermayer; Andrade, Sebastião Arthur Lopes (Advisor) **Experimental Study of the Behavior of Composite Members Composed of Double I Sections Filled with Reinforced Concrete.** Rio de Janeiro, 2018. 138p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In this work, an experimental study on a new composite column system is developed. It consists on a double I section column connected by the webs and filled with reinforced concrete between the I sections. It also includes *stud bolt* connectors welded to the webs, allowing a higher steel-concrete interaction and avoiding web buckling. Throughout this work, details on the best way to fabricate the system will be provided and also project recommendations will be given. An experimental programme was developed at the Structures and Materials Laboratory of PUC-Rio. The objective of this programme was to evaluate the structural behaviour of the proposed system when submitted to a bending test, determining its load vs displacement behaviour, the ultimate plastic load, the difficulties of fabrication and the cost-benefit after considering all of the steps developed.

## Keywords

Composite columns; new constructive systems; experimental analysis

## Sumário

1	Introdução.....	20
1.1.	Contexto e Justificativa da Pesquisa.....	20
1.2.	Objetivos.....	21
1.3.	Estrutura do Trabalho.....	22
2	Revisão Bibliográfica.....	23
2.1.	Estruturas mistas de aço e concreto.....	23
2.2.	Pilares mistos.....	26
2.3.	Tipos de pilares mistos.....	27
2.3.1.	Pilares mistos totalmente revestidos.....	27
2.3.2.	Pilares mistos parcialmente revestidos.....	28
2.3.3.	Pilares mistos preenchidos.....	29
2.4.	Dimensionamento segundo normas técnicas.....	30
2.4.1.	ABNT NBR 8800:2008.....	30
2.4.2.	Eurocode 4.....	37
3	Sistema Proposto.....	42
3.1.	Descrição do sistema.....	42
3.2.	Fabricação.....	43
3.3.	Modelo de cálculo.....	45
3.3.1.	Cálculo do módulo de resistência plástico ( $Z$ ).....	46
3.3.2.	Cálculo da posição da linha neutra plástica ( $h_n$ ).....	47
3.3.3.	Cálculo do módulo de resistência plástico na região de $2h_n$ ( $Z_n$ ).....	52
3.3.4.	Diagrama de interação esforço normal-momento fletor.....	57
4	Programa Experimental.....	59
4.1.	Visão geral.....	59
4.2.	Descrição dos modelos ensaiados.....	60
4.2.1.	Pilares de aço - PA-1 e PA-2.....	60
4.2.2.	Pilares mistos - PM-1 e PM-2.....	64
4.2.3.	Verificação das medidas de cada elemento utilizado.....	65
4.3.	Fabricação.....	65
4.3.1.	Forma.....	66

4.3.2. Armadura .....	66
4.3.3. Concreto .....	69
4.4. Parâmetros de projeto .....	70
4.4.1. Aço .....	70
4.4.2. Concreto .....	71
4.5. Ensaio.....	72
4.5.1. Elástico .....	72
4.5.2. Cíclico.....	73
4.5.3. Ensaio de carga para o estado limite último .....	73
4.5.4. Sistema de ensaio .....	73
4.5.5. Instrumentação.....	76
5 Resultados Teóricos.....	78
5.1. PM-1 .....	79
5.1.1. Posição da linha neutra plástica.....	79
5.1.2. Módulos de resistência plásticos .....	79
5.1.3. Momento fletor máximo resistente de plastificação.....	80
5.1.4. Carga correspondente à capacidade última à flexão.....	80
5.1.5. Flecha teórica máxima.....	81
5.1.6. Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento teóricos .....	81
5.1.7. Diagrama de interação N-M de resistência da seção.....	81
5.2. PM-2.....	83
5.2.1. Posição da linha neutra plástica.....	83
5.2.2. Módulos de resistência plásticos .....	84
5.2.3. Momento fletor máximo resistente de plastificação.....	84
5.2.4. Carga correspondente à capacidade última à flexão.....	84
5.2.5. Flecha teórica máxima.....	85
5.2.6. Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento teóricos .....	85
5.2.7. Diagrama de interação N-M de resistência da seção.....	86
6 Resultados experimentais .....	88
6.1. Introdução.....	88
6.2. PA-1.....	88
6.2.1. Ensaio em regime elástico .....	88
6.2.2. Deformações e Tensões na estrutura .....	89

6.3. PA-2.....	90
6.3.1. Ensaio em regime elástico .....	90
6.3.2. Tensões na estrutura .....	91
6.4. PM-1 .....	92
6.4.1. Ensaio pré-ciclagem.....	92
6.4.2. Ensaio cíclico.....	94
6.4.3. Ensaio de carga para o estado limite último .....	95
6.4.4. Tensões na estrutura .....	96
6.4.5. Inspeção do pilar após os ensaios .....	99
6.5. PM-2 .....	104
6.5.1. Ensaio pré-ciclagem.....	104
6.5.2. Ensaio cíclico.....	106
6.5.3. Ensaio de carga para o estado limite último .....	107
6.5.4. Tensões na estrutura .....	109
6.5.5. Inspeção do pilar após os ensaios .....	111
7 Análise dos resultados .....	120
7.1. Resistência dos pilares estudados .....	120
7.2. Deslocamento .....	123
7.3. Rigidez.....	123
7.4. Inspeção visual dos Modelos.....	125
7.5. Exemplo de aplicação.....	126
7.5.1. Solução para a viga.....	132
7.5.2. Solução para os pilares .....	132
8 Considerações finais e sugestões para trabalhos futuros .....	134
8.1. Considerações finais.....	134
8.2. Sugestões para trabalhos futuros .....	136
9 Referências bibliográficas .....	137

## Lista de figuras

Figura 2.1 - Melan Bridge, construída em 1894.....	24
Figura 2.2 - Seções de pilares mistos, Nethercot (2004). ....	27
Figura 2.3 - Pilares mistos totalmente revestidos com concreto, Figueiredo (1998). ....	27
Figura 2.4 - Pilar misto parcialmente revestido, Figueiredo 1998. ....	28
Figura 2.5 - Pilares preenchidos com concreto, Figueiredo 1998. ....	29
Figura 2.6 - Seções abordadas na ABNT NBR 8800:2008 .....	30
Figura 2.7 - Seções abordadas no Eurocode 4.....	37
Figura 2.8 - Valores limites para omissão dos efeitos de flambagem local, Eurocode 4.....	38
Figura 2.9 - Curva de interação N-M de resistência da seção. ....	40
Figura 2.10 - Curva de interação simplificada da seção e distribuição de tensões. ....	41
Figura 3.1 - Vista longitudinal do pilar proposto. ....	42
Figura 3.2 - Corte transversal A-A .....	42
Figura 3.3 - Visão geral do pilar proposto.....	43
Figura 3.4 - Nomenclatura dos perfis de aço.....	43
Figura 3.5 - Primeiro passo da fabricação do pilar.....	43
Figura 3.6 - Segundo passo da fabricação do pilar.....	44
Figura 3.7 - Terceira etapa da fabricação do pilar.....	44
Figura 3.8 - Quarta etapa da fabricação do pilar. ....	44
Figura 3.9 - Quinta etapa da fabricação do pilar. ....	45
Figura 3.10 - Eixo não múltiplo.....	46
Figura 3.11 - Eixo múltiplo. ....	47
Figura 3.12 - Eixo não múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço.....	48
Figura 3.13 - Eixo não múltiplo – LNP na alma do perfil de aço, abaixo da mesa e acima da armadura.....	48
Figura 3.14 - Eixo não múltiplo - LNP na alma do perfil de aço e abaixo da armadura. ....	49
Figura 3.15 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço. ....	49
Figura 3.16 - Eixo múltiplo - LNP na alma do perfil de aço.....	50

Figura 3.17 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, abaixo da alma e acima da armadura.....	50
Figura 3.18 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço e abaixo da armadura. ....	51
Figura 3.19 - Eixo múltiplo - LNP fora do perfil de aço. ....	51
Figura 3.20 - Eixo não múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço.....	52
Figura 3.21 - Eixo não múltiplo - LNP na alma do perfil de aço, abaixo da mesa e acima da armadura.....	53
Figura 3.22 - Eixo não múltiplo - LNP na alma do perfil de aço e abaixo da armadura. ....	53
Figura 3.23 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço. ....	54
Figura 3.24 - Eixo múltiplo - LNP na alma do perfil. ....	55
Figura 3.25 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, abaixo da alma e acima da armadura.....	55
Figura 3.26 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço e abaixo da armadura. ....	56
Figura 3.27 - Eixo múltiplo - LNP abaixo da mesa do perfil de aço.....	57
Figura 3.28 - Curva de interação N-M de resistência da seção segundo o Eurocode 4.....	57
Figura 4.1 - Parte do pilar PA-1, mostrando os conectores que ligam as almas, os <i>stud bolts</i> soldados e a chapa da extremidade.....	61
Figura 4.2 - Detalhes do modelo PA-1.....	62
Figura 4.3 - Detalhes do modelo PA-2.....	63
Figura 4.4 - a) Seção transversal do PM-1 e b) Detalhe do cobrimento das armaduras.....	64
Figura 4.5 - a) Seção transversal do PM-2 e b) Detalhe do cobrimento das armaduras.....	64
Figura 4.6 - Seção transversal genérica.....	65
Figura 4.7 - Medidas dos estribos: a) PM-1; b) PM-2.....	67
Figura 4.8 - Distribuição de estribos no PM-1. ....	67
Figura 4.9 - Distribuição de estribos no PM-2. ....	68
Figura 4.10 - Detalhe dos espaçadores utilizados: a) Espaçadores na vertical e na horizontal; b) Modo de fixação dos espaçadores.....	69

Figura 4.11 - Pilares armados: a) visão interna da armadura; b) visão geral da armadura. ....	69
Figura 4.12 - Concretagem dos pilares: a) concreto sendo despejado; b) fim da primeira betonada. ....	70
Figura 4.13 - Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto. ....	71
Figura 4.14 - Esquema de ensaio dos pilares a) PA-1 e b) PA-2. ....	74
Figura 4.15 - Sistema de distribuição de carga e apoios dos pilares PA-1 e PA-2. ....	74
Figura 4.16 - Esquema de ensaio dos pilares PM-1 e PM-2.....	75
Figura 4.17 - Sistema de distribuição de carga dos pilares a) PM-1 e b) PM-2....	75
Figura 4.18 - Transdutores de deslocamento posicionados.....	76
Figura 4.19 - Posição dos extensômetros. ....	77
Figura 4.20 - Extensômetro posicionado na mesa do perfil de aço. ....	77
Figura 5.1 - DMF do PM-1.....	80
Figura 5.2 – Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento do pilar PM-1.....	81
Figura 5.3 - Curva N-M de resistência da seção do PM-1. ....	83
Figura 5.4 - DMF do PM-2.....	85
Figura 5.5 – Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento do pilar PM-2.....	86
Figura 5.6 - Curva N-M de resistência da seção do PM-2. ....	87
Figura 6.1 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3. ....	89
Figura 6.2 – Gráfico carga x deformações do pilar PA-1.....	90
Figura 6.3 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3. ....	90
Figura 6.4 - Gráfico carga x deformação do pilar PA-2.....	91
Figura 6.5 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3, com 10% da carga última. ....	92
Figura 6.6 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3, com 25% da carga última. ....	93
Figura 6.7 - Gráficos do ensaio cíclico do PM-1.....	94

Figura 6.8 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3 no ensaio de carga para o estado limite último.....	95
Figura 6.9 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado sul. ....	97
Figura 6.10 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado norte. ....	97
Figura 6.11 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros da região central. ....	98
Figura 6.12 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros das armaduras. ....	98
Figura 6.13 - a) e b) Espessura das fissuras; c) descolamento das superfícies de aço e concreto. ....	100
Figura 6.14 - Detalhes do descolamento dos materiais. a) e b) descolamento durante o ensaio nas extremidades; c) e d) descolamento verificado após o ensaio. ....	100
Figura 6.15 – Fissuração do pilar PM-1: a) e b) região dos conectores das extremidades; c) e d) região centro-sul; e) e f) região centro-norte. ....	101
Figura 6.16 - Medição do deslocamento residual do pilar PM-1. ....	102
Figura 6.17 - Configuração final do modelo PM-1. ....	103
Figura 6.18 - Posição dos apoios ao término do ensaio de carga para o estado limite último ....	103
Figura 6.19 - Marcas na pintura do aço indicando a plastificação da mesa na região central. ....	104
Figura 6.20 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4 com pouco menos que 10% da carga última teórica. ....	105
Figura 6.21 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4, com 25% da carga última teórica..	106
Figura 6.22 - Gráficos do ensaio cíclico do PM-2.....	107
Figura 6.23 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4 no ensaio de carga para o estado limite último ....	107

Figura 6.24 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado sul. ....	109
Figura 6.25 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado norte. ....	109
Figura 6.26 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros na região central. ....	110
Figura 6.27 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros nas armaduras. ....	111
Figura 6.28 - a) e b) Espessura das fissuras; c) e d) deslocamento das superfícies de aço e concreto. ....	112
Figura 6.29 - Detalhes do descolamento dos materiais. a) e b) descolamento próximo às extremidades, durante o ensaio; c) e d) descolamento verificado após o ensaio, na região central. ....	113
Figura 6.30 - Fissuração do pilar PM-2: a) e b) região dos conectores das extremidades; c) e d) conectores centro-norte e centro-sul; e) e f) região central. ....	114
Figura 6.31 - Detalhes das fissuras do PM-2. ....	115
Figura 6.32 - Medição do deslocamento residual do pilar PM-2. ....	115
Figura 6.33 - Configuração final do modelo PM-2. ....	116
Figura 6.34 - Posição dos apoios ao término do ensaio de carga para o estado limite último ....	116
Figura 6.35 - Plastificação das mesas dos perfis de aço do modelo PM-2. ....	117
Figura 6.36 - Plastificação das almas dos perfis de aço do pilar PM-2. ....	118
Figura 6.37 - Esmagamento do concreto. ....	118
Figura 6.38 - Flambagem local das mesas dos perfis de aço. ....	119
Figura 7.1 - Gráfico comparativo das curvas Momento fletor x Deslocamento no meio do vão experimentais e teóricas. ....	121
Figura 7.2 - Estado dos modelos após a realização dos ensaios. ....	125
Figura 7.3 - Esquema do galpão estudado. ....	127
Figura 7.4 - Esforços solicitantes para a combinação 1. ....	129
Figura 7.5 - Esforços solicitantes para a combinação 2. ....	130
Figura 7.6 - Seções transversais comparadas, do sistema misto e do sistema tubado. ....	131

## Lista de tabelas

Tabela 3.1 - Valores de cada ponto da curva N-M de resistência da seção.....	58
Tabela 4.1 - Nomenclatura e características de cada pilar ensaiado. ....	60
Tabela 4.2 - Medidas reais dos perfis metálicos utilizados. ....	65
Tabela 4.3 - Caracterização do concreto. ....	71
Tabela 5.1 - Propriedades dos pilares PM-1 e PM-2.....	78
Tabela 5.2 - Propriedades dos materiais.....	78
Tabela 5.3 - Características geométricas de PM-1. ....	79
Tabela 5.4 - Pontos do diagrama N-M de resistência da seção do pilar PM-1.....	82
Tabela 5.5 - Características geométricas de PM-2 .....	83
Tabela 5.6 - Pontos do diagrama N-M de resistência da seção do pilar PM-1.....	87
Tabela 6.1 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio em regime elástico do modelo PA-1. ....	89
Tabela 6.2 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio em regime elástico do modelo PA-2. ....	91
Tabela 6.3 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio com carga de aproximadamente 10% da carga última teórica. ....	93
Tabela 6.4 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio com carga de aproximadamente 25% da carga última teórica. ....	94
Tabela 6.5 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio de carga para o estado limite último. ....	95
Tabela 6.6 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2, 3 e 4 no ensaio com carga de pouco menos que 10% da carga última teórica. ....	105
Tabela 6.7 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2, 3 e 4 no ensaio com carga de aproximadamente 25% da carga última teórica. ....	106
Tabela 6.8 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2, 3 e 4 no ensaio de carga para o estado limite último.....	108
Tabela 7.1 - Resumo dos resultados teóricos e experimentais para momentos fletores. ....	122
Tabela 7.2 - Resumo dos resultados teóricos e experimentais para cargas máximas.....	122
Tabela 7.3 - Comparação entre o momento máximo e o momento de início de escoamento. ....	123

Tabela 7.4 - Comparação entre os deslocamentos de PM-1 e PM-2.....	123
Tabela 7.5 - Resumo das rigidezes à flexão dos pilares PM-1 e PM-2. ....	124
Tabela 7.6 - Comparação entre a rigidez pós ciclagem e a rigidez teórica. ....	124
Tabela 7.7 - Resumo das rigidezes à flexão dos pilares PA-1 e PA-2. ....	124
Tabela 7.8 - Ações permanentes atuantes no pórtico estudado. ....	127
Tabela 7.9 - Ações variáveis atuantes no pórtico estudado. ....	127
Tabela 7.10 - Esforços solicitantes no pórtico analisado.....	130
Tabela 7.11 - Solução para as vigas do pórtico estudado.....	132
Tabela 7.12 - Solução para os pilares do pórtico estudado. ....	133

## Lista de símbolos e abreviaturas

$A_a$	Área da seção transversal do perfil de aço
$A_c$	Área da seção transversal do concreto não-fissurado
$A_s$	Área da seção transversal da armadura do concreto
$d$	Altura total da seção transversal
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço estrutural
$E_{c,red}$	Módulo de elasticidade reduzido do concreto
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço da armadura
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto à compressão
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ck,test}$	Valor estimado da resistência característica à compressão na idade especificada
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$f_{ct}$	Resistência do concreto à tração
$f_u$	Resistência à ruptura do aço à tração
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_{yd}$	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
$f_{ys}$	Resistência ao escoamento do aço da armadura
$f_{yd}$	Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
$h$	Altura da seção
$h_n$	Distância entre o centro geométrica e a linha neutra
$I_a, I_c, I_s$	Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço, do concreto e da armadura
$k$	Rigidez
$KL$	Comprimento efetivo de flambagem do pilar
$L$	Vão
$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$	Momentos fletores resistentes de cálculo em relação ao eixo x e y
$M_{pl,x,Rd}, M_{pl,y,Rd}$	Momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo em relação ao eixo x e y
$M_{max,pl,Rd}$	Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo

$M_{Rd}$	Momentos fletores resistentes de cálculo
$M_{x,i,Sd}, M_{y,i,Sd}$	Momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, em relação ao eixo x e y
$M_{x,Sd}, M_{y,Sd}$	Momentos fletores solicitantes de cálculo em relação ao eixo x e y
$M_{x,tot,Sd}, M_{y,tot,Sd}$	Momentos fletores solicitantes de cálculo totais em relação aos eixo x e y
$M_{Sd}$	Momento fletores solicitante de cálculo
$N_e$	Força crítica de euler
$N_{G,Sd}$	Parcela devido à ação permanente e quase permanente de $N_{Sd}$
$N_{pl,a,Rd}$	Força axial resistente de cálculo à plastificação total do perfil de aço
$N_{pl,c,Rd}$	Força axial resistente de cálculo à plastificação total do concreto
$N_{pl,s,Rd}$	Força axial resistente de cálculo à plastificação total da armadura longitudinal
$N_{pl,Rd}$	Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total
$N_{Rd}$	Força axial resistente de cálculo
$N_{Sd}$	Força axial solicitante de cálculo
$t_f$	Espessura da mesa
$t_w$	Espessura da alma
$Z_a, Z_c, Z_s$	Momento de resistência plástica da seção do perfil de aço, do concreto e da armadura
$Z_{an}, Z_{cn}, Z_{sn}$	Momento de resistência plástica da seção do perfil de aço, do concreto e da armadura na região $2h_n$
$\alpha_c$	Fator de contribuição do concreto na capacidade resistente
$\delta$	Fator de contribuição do aço, flecha
$\varepsilon$	Deformação
$\phi$	Diâmetro da barra de armadura
$\lambda_{0,m}$	Índice de esbeltez reduzido
$\chi$	Fator de redução

$\varphi$	Coeficiente de fluência do concreto
$\sigma$	Tensão normal
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CP	Corpos de prova
LNP	Linha Neutra Plástica
NBR	Norma Brasileira Registrada
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

# 1 Introdução

## 1.1. Contexto e Justificativa da Pesquisa

Estruturas mistas são cada vez mais utilizadas na Engenharia Civil. Geralmente compostas por dois materiais, a principal característica destas estruturas é o fato de que quando combinados estes materiais formam um único componente que utiliza as características de cada um dos materiais envolvidos da melhor maneira possível, considerando características estruturais e econômicas.

As estruturas mistas mais comumente empregadas na Engenharia Civil são compostas por aço e concreto. Esta união visa garantir que cada material trabalhe em conjunto, vencendo as principais deficiências encontradas ao considerá-los separadamente.

O concreto é um material extremamente econômico quando comparado ao aço, porém não trabalha muito bem quando submetido à tração. O concreto é conhecido como mais fraco em relação ao aço ao ser tracionado, por este motivo o concreto está suscetível à falha por tração ao ser submetido a esforços que gerem tração em suas fibras, assim como fissuras devido à retração e à fluência.

O aço é um material extremamente forte em tração, principalmente pela sua resposta elástica ao ser submetido à carregamentos, e também trabalha bem em compressão. Ao utilizar este material, deve-se ter cuidado com as condições de contorno aplicadas, uma vez que estruturas com este material estão suscetíveis ao surgimento de esforços locais e à flambagem lateral dos seus componentes.

Ao unir os dois materiais e formar a estrutura mista tem-se como objetivo formar uma estrutura economicamente viável, que previna tensões de tração no concreto, e que gere uma seção transversal compacta o suficiente para evitar falha por flambagem, ou seja, uma estrutura que consiga trabalhar utilizando as características dos dois materiais para vencer as principais fraquezas de cada um deles, melhorando a performance da estrutura.

É muito importante garantir que os dois materiais trabalhem juntos em uma estrutura mista, ou seja, é necessário que se tenha uma ligação eficiente entre o aço e concreto. Caso isto não ocorra não haverá ação mista da estrutura, ou seja, os dois materiais irão agir separadamente, com deformações distribuídas de maneira descontínua entre as interfaces do aço e do concreto.

É muito importante que os elementos da estrutura se deformem em conjunto, como se fossem um único elemento ao submeter a estrutura à flexão pura. Por este motivo são utilizados os conectores de cisalhamento, *stud bolt*, que tem por objetivo principal fortalecer a ligação entre o aço e o concreto. Estes conectores têm duas funções de grande importância, que são limitar o deslizamento entre o concreto e o aço, gerando uma maior interação entre os materiais, e prevenir a separação das superfícies dos dois materiais, evitando a abertura da estrutura e, portanto, a flambagem das almas dos perfis de aço.

É neste contexto que decidiu-se estudar um novo modelo de pilares mistos.

## **1.2. Objetivos**

Esta dissertação tem como principal objetivo desenvolver um estudo sobre um novo sistema de pilares mistos que apresente resistência elevada, que seja de fácil fabricação e aplicação, e que também seja econômico em relação às opções disponíveis no mercado.

A partir de uma análise teórico-experimental da estrutura, realizou-se uma avaliação das principais características estruturais do pilar, atentando-se a alguns pontos principais, conforme exposto abaixo:

- Análise experimental e teórica para avaliar a melhor configuração da estrutura, visando alcançar os objetivos expostos acima;
- Determinar as características estruturais do sistema a partir de um ensaio em escala real, avaliando a rigidez, as deformações e os deslocamentos obtidos nos ensaios realizados;
- Avaliar a resistência e a carga última da estrutura para determinar com maior precisão o comportamento estrutural do sistema proposto;
- Determinar o custo benefício envolvido através do desenvolvimento de um estudo de caso.

### 1.3. Estrutura do Trabalho

Esta dissertação foi organizada em sete capítulos, sendo que o primeiro capítulo apresenta uma introdução do assunto da dissertação, e também a justificativa e os objetivos para a realização deste estudo.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica a respeito de estruturas mistas, com foco em pilares mistos de aço e concreto. Neste capítulo são evidenciadas as principais características deste tipo de estruturas, as vantagens de seu uso, assim como informações a respeito de seu comportamento estrutural. Além disso, ainda são apresentados os tipos de pilares mistos disponíveis no mercado e presentes em normas, assim como o método de dimensionamento segundo a ABNT NBR 8800 [1] e o Eurocode 4 [2].

No Capítulo 3 são mostrados todos os detalhes do sistema proposto. Neste capítulo o sistema é descrito, expõe-se a melhor maneira de executar a fabricação dos pilares mistos e ainda é determinado um modelo de cálculo para o sistema de pilares proposto.

O Capítulo 4 é o que apresenta o programa experimental desenvolvido no Laboratório de Estruturas da PUC-Rio. Neste capítulo são descritos todos os detalhes dos ensaios experimentais realizados nos pilares. São abordadas as características geométricas da estrutura, as propriedades dos materiais utilizados, a instrumentação, o processo de fabricação, os detalhes do sistema de aplicação de carga e os ensaios realizados em cada um dos pilares.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos através das formulações teóricas.

No Capítulo 6 tem-se os resultados obtidos experimentalmente e também algumas análises a respeito destes resultados.

O Capítulo 7 apresenta uma comparação dos resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos através de formulações teóricas.

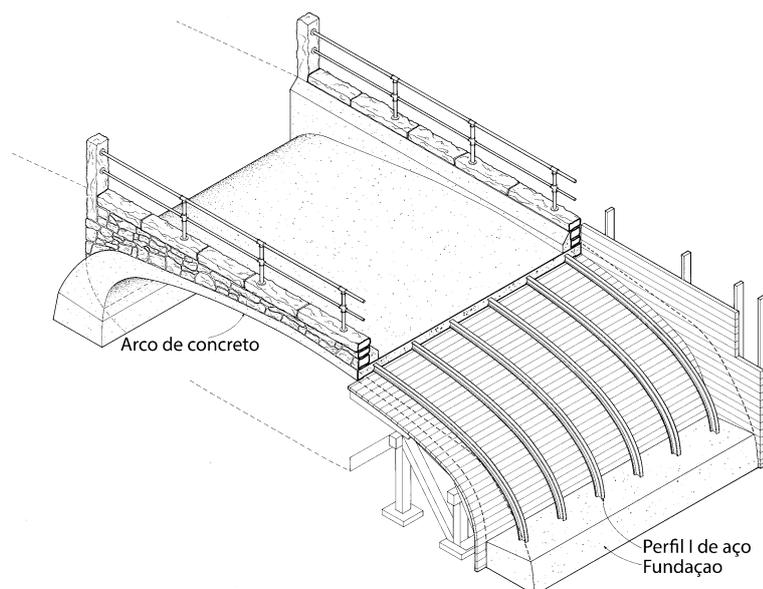
No Capítulo 8 são evidenciadas as considerações finais após levar em conta todos os detalhes do trabalho realizado. Neste capítulo ainda são feitas sugestões para trabalhos futuros.

## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1. Estruturas mistas de aço e concreto

Um sistema misto de aço e concreto é aquele no qual um perfil de aço laminado, dobrado ou soldado trabalha em conjunto com o concreto, podendo ser este simples ou armado, funcionando como um único elemento. Como foi dito por Nethercot [3], ao associar perfis de aço ao concreto, busca-se unir as vantagens que cada um deles pode oferecer e alcançar um nível de performance mais alto do que se os dois materiais trabalhassem separadamente, tanto ao falar de resistência quanto ao considerar os fatores construtivos. Andrade *et al* [4] evidencia que os sistemas mistos apresentam um aumento significativo de rigidez e resistência em comparação a soluções estruturais apenas de aço. Isto leva, tradicionalmente, a soluções mais leves que as não mistas. O comportamento interativo destes materiais é proporcionado pela tensão de aderência entre eles, ou, caso esta seja excedida, por meio da utilização de conectores de cisalhamento.

Apesar de muitas pessoas ainda acharem que construções mistas sejam uma prática não tão antiga, segundo Griffis [5] e Nethercot [3], as primeiras construções mistas surgiram nos Estados Unidos no final do século XIX, por volta de 1884. As duas primeiras construções foram uma ponte e um prédio. A ponte foi a Rock Rapids Bridge, Figura 2.1, também conhecida como Melan Bridge, em Rock Rapids e o prédio foi o Methodist Building em Pittsburgh. Ambas as construções utilizaram vigas mistas em sua estrutura. Em 1897 um incêndio em um prédio próximo ao Methodist Building se propagou para esta construção e destruiu tudo menos a estrutura do edifício. Neste momento, descobriu-se uma das vantagens das estruturas mistas, que é a proteção ao fogo [5].



**Figura 2.1 - Melan Bridge, construída em 1894.**

Após estas construções vários prédios e pontes foram construídas utilizando aço revestido por concreto até o final do século XIX. Por este motivo, houve um crescimento na necessidade de entender o comportamento destas estruturas, uma vez que a princípio o concreto era utilizado apenas como material de revestimento, protegendo os perfis do fogo e tendo sua contribuição na resistência ignorada nos cálculos [6].

De acordo com Nethercot [3] e Griffis [5], um conjunto de testes em pilares compostos se iniciou nos Laboratórios de Engenharia Civil da Universidade de Colúmbia em 1908. Além disso, Griffis [5] cita que em 1922 ocorreram testes em vigas mistas na fábrica da Dominion Bridge Company, no Canadá. Segundo Malite [7], em 1930 o sistema já estava definido e os métodos de dimensionamento estabelecidos.

O primeiro registro de construções mistas aparecendo na norma americana foi em 1930, quando o New York City Building Code permitiu tensões extremas em fibras das partes de aço de 138 MPa ao invés de 124 MPa, que é o valor tradicionalmente aceito para vigas não mistas [3,5]. Malite [7] lembra que em 1944 o assunto foi introduzido nas normas da American Association of State Highway Officials (AASHO, atualmente denominada AASHTO). No Brasil as estruturas mistas foram normatizadas pela primeira vez em 1986, na ABNT NBR 8800 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. Esta norma aborda o dimensionamento e a execução somente dos elementos mistos submetidos à flexão. No Brasil, além

da ABNT NBR 8800 [1], o dimensionamento de estruturas mistas também é abordado na ABNT NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio [8].

Em 1910 o Japão já fazia uso de perfis de aço revestidos por concreto para melhorar a resistência ao fogo e a terremotos. O uso deste tipo de estruturas, conhecido como concreto reforçado com aço (SRC), se tornou comum no país para edifícios com mais de seis andares, e em 1923, quando um grande terremoto atingiu o país, ficou provada a boa performance deste tipo de estruturas [3].

Os edifícios altos começaram a aparecer nos Estados Unidos por volta de 1920 e 1930, quando grandes estruturas como o Empire State Building e o Chrysler Building foram construídos. Muitas destas estruturas antigas utilizavam a proteção contra o fogo e a corrosão que o concreto proporcionava ao aço ao cobri-lo. Apenas por volta de 1960, com o advento das construções mistas modernas que os engenheiros buscaram métodos para tomar vantagem do aumento de rigidez e de resistência fornecidos pelas armaduras e pelo concreto ao sistema de aço embutido no concreto [5].

Os sistemas estruturais formados por elementos mistos foram introduzidos no Brasil na década de 50. Contudo, seu uso não ainda não chega à escala atingida pelo concreto armado, por exemplo. Pode-se destacar algumas das obras onde foram utilizados elementos mistos na composição do sistema estrutural, como os Edifícios Garagem América (1957) e Palácio do Comércio (1959) em São Paulo, os Edifícios Avenida Central (1961), Escritório Central da CSN (1963) e Sede do IPERJ (1965) no Rio de Janeiro, e o Edifício Santa Cruz (1963) no Rio Grande do Sul [9,10].

Griffis [5], Figueiredo [10] e Bianchi [11] destacam uma série de vantagens em fazer uso de estruturas mistas de aço e concreto. Abaixo são citadas algumas destas vantagens:

- Os elementos mistos possibilitam a redução das dimensões da seção transversal, ampliando as áreas livres;
- Eliminação ou redução de formas e escoramentos, diminuindo os resíduos da construção;
- Redução global do peso próprio da estrutura, o que gera uma economia em fundação;

- Aumento da rigidez da estrutura de aço pelo concreto, eliminando ou reduzindo problemas de instabilidades locais e globais;
- Proteção contra incêndios e corrosão.

Atualmente, construções mistas vêm sendo mais utilizadas em edifícios de altura elevada ao redor do mundo, e têm os pilares mistos como seu elemento principal. Esta utilização vem provando ser eficiente, eficaz e economicamente viável [4].

## **2.2. Pilares mistos**

Como foi dito anteriormente, os primeiros elementos mistos a surgirem foram vigas de seção I revestidas com concreto armado. Esta prática foi relacionada apenas à proteção contra o incêndio e a corrosão no início. A partir desta ideia, estendeu-se este raciocínio aos pilares metálicos. Estes primeiros pilares mistos utilizavam concreto de baixa resistência e não eram considerados nos cálculos ganhos de rigidez e resistência provenientes desta associação [10].

Johnson [12] faz menção a testes realizados por um pesquisador chamado Faber e outros que mostraram que poderiam ser feitas economias ao usar concreto de melhor qualidade e projetar o pilar como um membro misto. A norma britânica BS 449 (1949) apresentava um método de cálculo empírico e baseado em poucas pesquisas e resultados experimentais, conhecido como “cased strut method”. Johnson [12] e Rocha [13] afirmam que testes realizados por Faber (1956), Stevens (1959), Jones e Rizk (1963) e Stevens (1965) mostraram que este método era extremamente conservador. Em alguns casos a carga experimental de falha era seis vezes a carga de projeto prevista. O método foi melhorado na norma BS 5950, mas ainda continuou bastante conservador.

Um dos primeiros métodos de cálculo de pilares mistos a levar em conta a interação entre o aço e o concreto em um pilar de seção H revestida por concreto foi feito por Basu e Sommerville. Este método é muito trabalhoso para ser utilizado em pilares de edifícios, mas foi incluído no código britânico para pontes mistas [12].

O método utilizado no Eurocode 4 [2] foi desenvolvido por Roik, Bergmann e outros pesquisadores, e trata-se de um método mais simples de cálculo. O método

de cálculo utilizado pela ABNT NBR 8800:2008 [1] se baseia no método do Eurocode 4.

Pilares mistos oferecem grandes vantagens em relação a pilares de aço ou de concreto armado, e por este motivo vem sendo muito utilizadas em prédios de muitos andares e arranha céus. Uma das principais vantagens em utilizar estes elementos está relacionada à redução da área da seção transversal do pilar, o que é muito desejável em edifícios altos, quando a carga é muito elevada e o espaço geralmente é muito importante.

### 2.3. Tipos de pilares mistos

Pilares mistos estão disponíveis em diferentes tipos de seções transversais, com algumas delas mostradas na Figura 2.2.

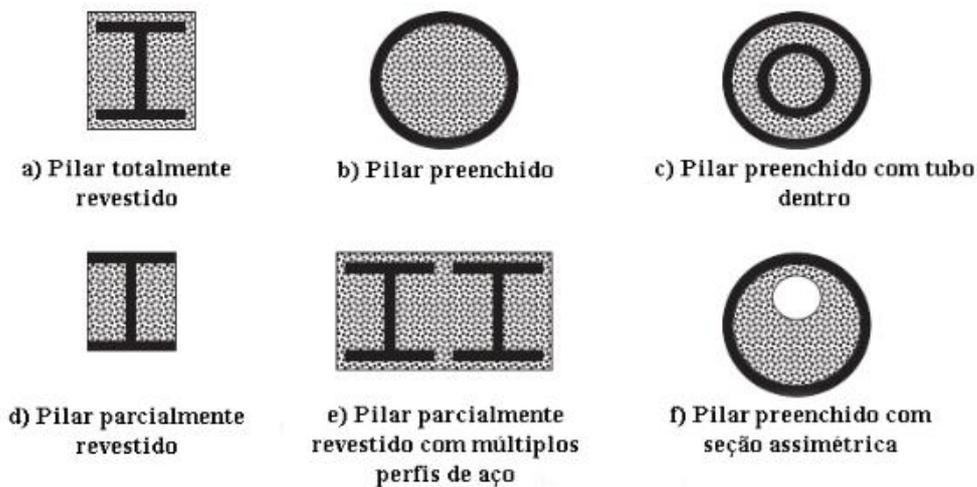


Figura 2.2 - Seções de pilares mistos, Nethercot (2004).

#### 2.3.1. Pilares mistos totalmente revestidos

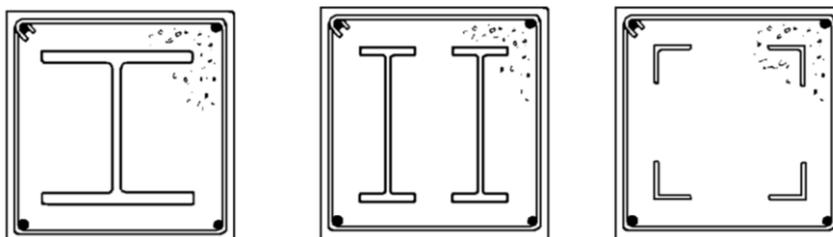


Figura 2.3 - Pilares mistos totalmente revestidos com concreto, Figueiredo (1998).

Este tipo de pilares (Figuras 2.2a, 2.2e e 2.3) representa o primeiro tipo que surgiu e o primeiro a ser estudado [3]. Recomenda-se o emprego de uma armadura para combater a expansão lateral do concreto e também para prevenir a desagregação do revestimento do concreto. O revestimento promove um aumento na capacidade resistente da seção de aço, minimizando os fenômenos de flambagem local e global do pilar de aço e funcionando como proteção contra o fogo e corrosão [9].

Se a carga aplicada for muito elevada, como por exemplo no primeiro andar de um edifício de muitos andares, pode-se pensar em pilares mistos utilizando dois ou mais perfis de aço juntos dentro do concreto (Figura 2.2e).

Atualmente, devido à aparência não muito atrativa, à necessidade de formas para o concreto e aos cuidados no posicionamento e fixação dos perfis e barras de armadura, o que torna a execução deste tipo de pilares muito trabalhosa, pilares mistos totalmente revestidos vêm sendo cada vez menos usados.

### 2.3.2. Pilares mistos parcialmente revestidos

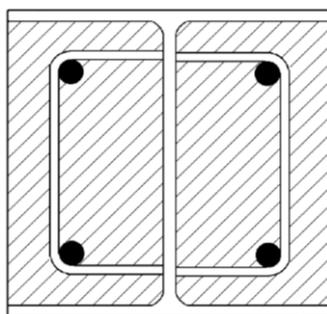


Figura 2.4 - Pilar misto parcialmente revestido, Figueiredo 1998.

Para eliminar ou reduzir formas temporárias, geralmente utilizando perfis I ou H, seções parcialmente revestidas podem ser usadas. Pode-se concretar um lado do pilar com este na posição horizontal e depois de 24 horas pode-se concretar o outro lado, eliminando a necessidade de formas. Deve-se evitar o deslocamento do concreto em relação ao aço ao movimentar o pilar, e por este motivo pode-se utilizar conectores do tipo pino.

Como pode ser visto nas Figuras 2.2d e 2.4, neste tipo de pilar o concreto é aplicado entre as mesas do perfil de aço. Uma vez que a alma do perfil está protegida do fogo, este tipo de pilar misto fornece uma resistência ao incêndio razoável, podendo ser necessário algum tipo de proteção contra o incêndio e corrosão nas

partes expostas do perfil de aço. O Eurocode 4 (1994) foi a primeira norma a trazer em suas recomendações os pilares parcialmente preenchidos [10].

É obrigatório o uso de armadura longitudinal e transversal em pilares parcialmente revestidos, principalmente para prevenir fissuras, a expansão lateral do concreto e também para impedir o descolamento do perfil [14].

### 2.3.3. Pilares mistos preenchidos

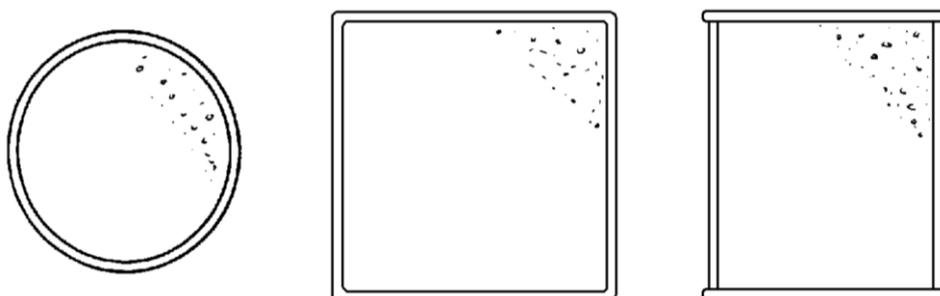


Figura 2.5 - Pilares preenchidos com concreto, Figueiredo 1998.

Como pode ser visto nas Figuras 2.2b, 2.2c, 2.2f e 2.5, estes pilares mistos são constituídos de perfis tubulares, principalmente retangulares e circulares, preenchidos com concreto. É dispensado o uso de armadura e forma, o que caracteriza a principal vantagem deste tipo de pilares. Neste caso, o perfil metálico funciona como forma permanente para o concreto, o que gera uma redução no custo e nos resíduos de construção.

Nestes pilares pode-se admitir o efeito de confinamento do concreto, que aumenta a sua capacidade resistente à compressão em contraponto a uma diminuição da resistência axial do tubo de aço que o envolve. Como resultado tem-se um aumento na resistência final do pilar [10].

Uma vez que a velocidade de construção é importante, armaduras de reforço geralmente não são utilizadas. Porém quando necessário, um método de reforço conveniente consiste em inserir um segundo tubo dentro do tubo principal, como pode ser visto na Figura 2.2c [3].

Existem duas desvantagens neste tipo de pilares. A primeira é a dificuldade de colocação de conectores de cisalhamento, quando necessário. Outra desvantagem é que algumas vezes existe a necessidade de proteção adicional do aço contra o fogo, uma vez que apesar de o concreto melhorar a resistência contra o incêndio,

já que este age como um dissipador no núcleo do pilar, ele não propicia proteção suficiente [11].

Outra vantagem é a presença de excelentes propriedades resistentes quanto à atuação de ações sísmicas, proporcionando alta resistência, rigidez e capacidade de absorver energia [10].

Todas as seções transversais mostradas na Figura 2.2 são simétricas, com exceção da Figura 2.2.f que é assimétrica. Algumas vezes este tipo de seção transversal não tem como ser evitada, como por exemplo quando devido à dificuldade de acesso, a seção de aço precisa ser alinhada para um lado em uma seção revestida.

## 2.4. Dimensionamento segundo normas técnicas

### 2.4.1. ABNT NBR 8800:2008

A norma brasileira [1] trata do dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto em seu anexo P. Este anexo apresenta o dimensionamento pelo método simplificado de pilares com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto (Figura 2.6) submetidos à compressão ou à flexo-compressão.

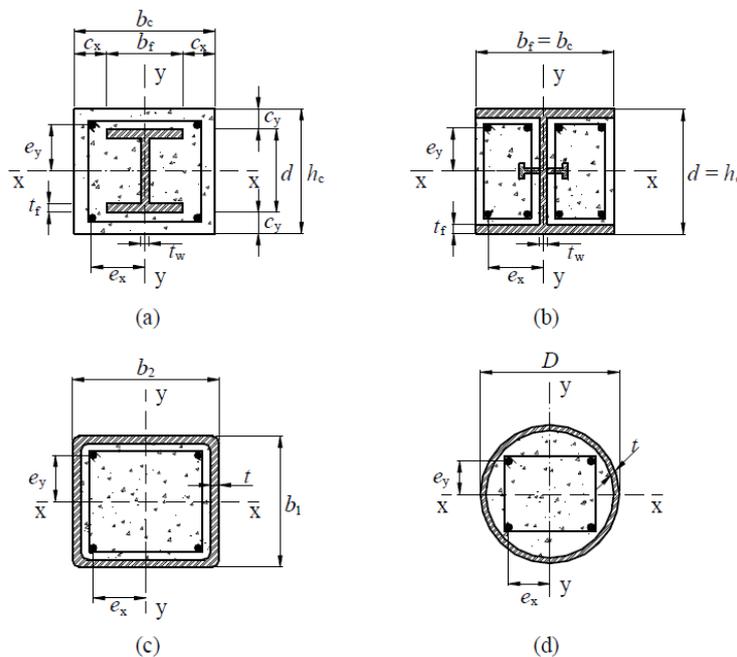


Figura 2.6 - Seções abordadas na ABNT NBR 8800:2008

De acordo com a norma, os pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto devem possuir perfil de aço I ou H soldado ou laminado. Os pilares com seções transversais preenchidas com concreto devem possuir perfil de aço tubular retangular ou circular.

O dimensionamento a partir do método simplificado tem as seguintes hipóteses básicas:

- a) há interação completa entre o concreto e o aço;
- b) as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial;
- c) a flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante.

A NBR ainda define alguns limites de aplicabilidade, como pode ser visto abaixo:

- a) os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;
- b) o concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- c) o fator de contribuição do aço, igual a:

$$\delta = \frac{A_s f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{eq. (1)}$$

Onde o fator de contribuição deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9. Caso  $\phi$  seja igual ou inferior a 0,2, o pilar deve ser dimensionado de acordo com a ABNT NBR 6118 [15] como pilar de concreto. No caso de  $\phi$  ser igual ou superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado segundo a ABNT NBR 8800:2008 [1], como pilar de aço;

- d) a esbeltez relativa do pilar,  $\lambda_{rel}$ , não pode ser maior que 2,0;
- e) seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio. Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área de concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto é de 4%;
- f) a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 0,5;
- g) para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar dentro dos seguintes limites;

- $40\text{ mm} \leq c_y \leq 0,3d$  e  $c_y \geq b_f / 6$
  - $40\text{ mm} \leq c_x \leq 0,4d$  e  $c_x \geq b_f / 6$
- h) quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada;
- i) para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. A armadura longitudinal pode ser considerada ou não na resistência e na rigidez do pilar misto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento, cujo espaçamento longitudinal não pode exceder 500mm;
- j) o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118 [15].

#### 2.4.1.1. Pilares submetidos à compressão axial

Nesta seção serão descritos os procedimentos para realizar o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto, levando em conta o método simplificado.

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total,  $N_{pl,Rd}$ , é dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes, ou seja, do perfil de aço, do concreto e da armadura longitudinal. Portanto, pode-se determinar o valor de  $N_{pl,Rd}$  pela equação 2, descrita abaixo:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad \text{eq. (2)}$$

Os valores das forças axiais de cada componente podem ser obtidos através das equações abaixo:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a \quad \text{eq. (3)}$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} A_c \quad \text{eq. (4)}$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s \quad \text{eq. (5)}$$

Sendo  $f_{yd}$  a resistência de cálculo ao escoamento do aço,  $f_{cd1}$  a resistência de cálculo do concreto à compressão ( $f_{cd}$ ) multiplicada por um coeficiente  $\alpha$ , que tem valor 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas por concreto e 0,85 para as

demais seções. Têm-se ainda  $f_{sd}$ , que é a resistência ao escoamento do aço da armadura, e  $A_a$ ,  $A_c$ , e  $A_s$  que são, respectivamente, as áreas das seções transversais do perfil de aço, do concreto e da armadura longitudinal.

A força axial resistente de cálculo ( $N_{Rd}$ ) de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade é dada pela equação 6

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad \text{eq. (6)}$$

Onde  $\chi$  é o fator de redução associado à resistência à compressão, fornecido na norma brasileira em seu item 5.3.3, porém em função do índice de esbeltez reduzido  $\lambda_{0,m}$  (equação 9) ao invés de  $\lambda_0$ , como no item citado da norma.

Portanto, o valor de  $\chi$  é dado por:

- para  $\lambda_0 \leq 1,5$ :  $\chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2}$  eq. (7)

- para  $\lambda_0 > 1,5$ :  $\chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2}$  eq. (8)

Na equação 6 ainda aparece  $N_{pl,Rd}$ , que é calculada conforme a equação 2.

O índice de esbeltez reduzido  $\lambda_{0,m}$ , para o plano de flexão considerado é dado por:

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad \text{eq. (9)}$$

Na equação 9, tem-se  $N_{pl,R}$ , que é o valor de  $N_{pl,Rd}$ , tomando-se respectivamente a resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ ), a resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) e a resistência ao escoamento do aço da armadura ( $f_{ys}$ ) no lugar de  $f_{yd}$ ,  $f_{cd}$  e  $f_{sd}$ .

Portanto:

$$N_{pl,R} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \quad \text{eq. (10)}$$

Ainda é possível encontrar na equação 11 a força axial de flambagem elástica,  $N_e$ , dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{eq. (11)}$$

Sendo  $KL$  o comprimento de flambagem do pilar e  $(EI)_e$  a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, determinada conforme a equação 12.

Além da rigidez efetiva à flexão, a norma também descreve a rigidez axial efetiva à compressão, como pode ser visto nas equações 12 e 13.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad \text{eq. (12)}$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad \text{eq. (13)}$$

Sendo  $I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$ , respectivamente, os momentos de inércia das seções transversais do perfil de aço, do concreto não fissurado e da armadura do concreto,  $E_a$  e  $E_s$ , respectivamente, os módulos de elasticidade do aço estrutural e do aço da armadura,  $A_a$ ,  $A_c$ , e  $A_s$ , respectivamente, as áreas das seções transversais do perfil de aço, do concreto não-fissurado e da armadura do concreto, e  $E_{c,red}$  o módulo de elasticidade do concreto, definido conforme a equação 14.

Os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser simulados por uma redução de seu módulo de elasticidade, tomando-se no lugar de  $E_c$  o valor de  $E_{c,red}$ , dado por:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left( \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad \text{eq. (14)}$$

Onde  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto,  $N_{Sd}$  é a força axial solicitante de cálculo e  $N_{G,Sd}$  é a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente decorrente do uso de atuação quase permanente. A razão  $N_{Sd}/N_{G,Sd}$  pode ser tomada de modo simplificado como 0,60. O  $\varphi$  representa o coeficiente de fluência do concreto. Simplificadamente admite-se que esse coeficiente seja tomado como 2,5 nas seções total ou parcialmente revestidas com concreto e igual a zero nas seções tubulares preenchidas com concreto.

#### 2.4.1.2. Pilares submetidos à flexão

O momento fletor resistente de plastificação de cálculo,  $M_{pl,Rd}$ , em relação ao eixo x ou ao eixo y de seções mistas duplamente simétricas, pode ser calculado por:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (Z_a - Z_{an}) + 0,5 f_{cd1} (Z_c - Z_{cn}) + f_{sd} (Z_s - Z_{sn}) \quad \text{eq. (15)}$$

Onde  $Z_a$ ,  $Z_c$  e  $Z_s$  são, respectivamente, os módulos de resistência plásticos das seções do perfil de aço, do concreto, considerado não-fissurado, e da armadura do concreto. Os termos  $Z_{an}$ ,  $Z_{cn}$  e  $Z_{sn}$  são, módulos de resistência plásticos definidos em relação à posição da linha neutra plástica.

O momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo,  $M_{\max,pl,Rd}$ , em relação ao eixo x ou ao eixo y de seções mistas duplamente simétricas pode ser calculado por:

$$M_{\max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd}Z_c + f_{sd}Z_s \quad \text{eq. (16)}$$

### 2.4.1.3. Pilares submetidos à flexo-compressão

Esta subseção da norma é aplicável a pilares mistos sujeitos aos efeitos combinados de força axial de compressão e momento fletor em relação a um ou aos dois eixos de simetria da seção transversal. A seção transversal deve ter seus elementos componentes atendendo aos limites de aplicabilidade descritos no início da seção 2.4.1 deste trabalho, e além disso, as resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal.

Para a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores, pode ser utilizado um modelo de cálculo mais simplificado, denominado Modelo de Cálculo I ou um modelo mais rigoroso, denominado Modelo de Cálculo II.

#### a) Modelo de Cálculo I

A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita conforme as expressões a seguir:

$$\text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{eq. (17)}$$

$$\text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{eq. (18)}$$

## b) Modelo de Cálculo II

Para o modelo de cálculo II, a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio das seguintes expressões:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad \text{eq. (19)}$$

Com  $\mu_x$  igual a:

- para  $N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad \text{eq. (20)}$$

- para  $\frac{N_{pl,c,Rd}}{2} \leq N_{Sd} < N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad \text{eq. (21)}$$

- para  $0 \leq N_{Sd} < \frac{N_{pl,c,Rd}}{2}$

$$\mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \quad \text{eq. (22)}$$

Nas equações,  $M_{c,x}$  e  $M_{c,y}$  são dados, respectivamente, por  $0,9M_{pl,x,Rd}$  e  $0,9M_{pl,y,Rd}$ .  $M_{d,x}$  e  $M_{d,y}$  são dados, respectivamente por  $0,8M_{\max,pl,x,Rd}$  e  $0,8M_{\max,pl,y,Rd}$ . Caso  $M_{d,x}$  seja menor que  $M_{c,x}$ , então  $M_{d,x}$  deve ser tomado igual a  $M_{c,x}$ . O mesmo vale para  $M_{d,x}$  e  $M_{c,y}$ .

Os momentos fletores solicitantes de cálculo totais são iguais a:

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad \text{eq. (23)}$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad \text{eq. (24)}$$

$M_{x,Sd}$  e  $M_{y,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo, e  $M_{x,i,Sd}$  e  $M_{y,i,Sd}$  são os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, respectivamente em relação aos eixos x e y, dados por:

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_x}{200 \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}} \right)} \quad \text{eq. (25)}$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd} L_y}{150 \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}} \right)} \quad \text{eq. (26)}$$

Nas equações 24 e 25,  $L$  representa o comprimento destravado do pilar entre contenções laterais,  $N_{e2,x} = \pi^2 (EI)_{e,x} / L_x^2$  e  $N_{e2,y} = \pi^2 (EI)_{e,y} / L_y^2$ , onde  $x$  e  $y$  referem-se aos eixos de flexão adotados.

Na hora de entrar com os valores de  $M_{x,tot,Sd}$  e  $M_{y,tot,Sd}$ , deve-se considerar o momento devido às imperfeições ao longo do pilar em relação a apenas um dos eixos, ou seja, aquele que leva a um resultado mais desfavorável. Isso implica que se  $M_{x,i,Sd}$  for considerado com seu valor diferente de zero,  $M_{y,i,Sd}$  deve ser tomado igual a zero, e vice versa.

## 2.4.2. Eurocode 4

O Eurocode 4 [2] trata do dimensionamento de pilares mistos e membros mistos em compressão com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, e seções retangulares e tubulares preenchidas com concreto em sua seção 6.7. As seções transversais abordadas podem ser vistas na Figura 2.7.

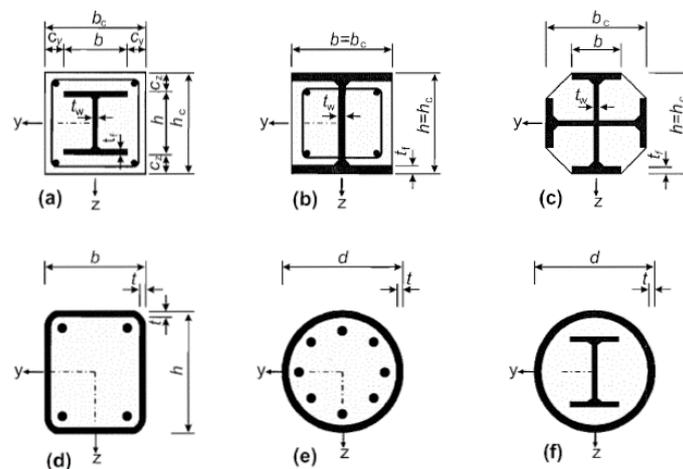


Figura 2.7 - Seções abordadas no Eurocode 4

Esta seção da norma aborda pilares e membros em compressão com aço de grau S235 a S460 e concreto das classes de C20/25 a C50/60.

A ABNT NBR 8800:2008 [1] é baseada no Eurocode 4 [2] e, portanto, é possível notar uma série de semelhanças entre as normas. Assim como a norma brasileira, o Eurocode 4 estabelece algumas hipóteses básicas, como pode ser visto abaixo:

- o fator de contribuição do aço segue as mesmas condições descritas na Norma Brasileira, portanto deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9. Este fator é calculado como na eq. (1);
- pilares mistos ou membros em compressão para qualquer seção transversal devem ser verificados para a resistência do membro, resistência à flambagem local e resistência ao cisalhamento entre os elementos de aço e concreto;
- para membros mistos em compressão sujeitos a momentos fletores e esforços normais resultantes de ações independentes, o fator parcial  $\gamma_F$  para os esforços internos que resultem em um aumento de resistência devem ser reduzidos em 20%;
- a influência da flambagem local da seção de aço na resistência deve ser considerada no dimensionamento;
- os efeitos de flambagem local podem ser omitidos para seções completamente revestidas de acordo com alguns parâmetros descritos na norma, e para outros tipos de seções transversais quando os valores máximos da Figura 2.8 não são excedidos;

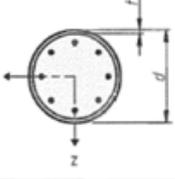
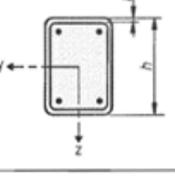
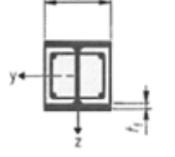
Seção transversal	Max (d/t), max (h/t) and max (b/t)
<p>Seções de aço circulares preenchidas</p> 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
<p>Seções de aço retangulares preenchidas</p> 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p>Seções I parcialmente revestidas</p> 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Figura 2.8 - Valores limites para omissão dos efeitos de flambagem local, Eurocode 4.

A norma europeia também apresenta dois métodos de dimensionamento, um método geral e um método simplificado.

O método geral inclui membros com seções transversais não-simétricas ou não-uniformes ao longo do comprimento. O dimensionamento utilizando este método deve levar em conta efeitos de segunda ordem, incluindo tensões residuais, imperfeições geométricas, instabilidade local, fissuração, fluência e retração do concreto, assim como tensão de escoamento do aço e da armadura. O dimensionamento deve garantir que não ocorra instabilidade para a combinação de ações mais desfavorável no estado último, e também que a resistência de cada seção transversal sujeita a momento, forças longitudinais e cortantes não seja excedida.

O método simplificado está limitado à membros com seções duplamente simétricas e uniformes ao longo de seu comprimento, com seções de aço dobradas, formadas a frio ou soldadas. Este método não é aplicável se o componente estrutural de aço consistir em duas ou mais seções não conectadas.

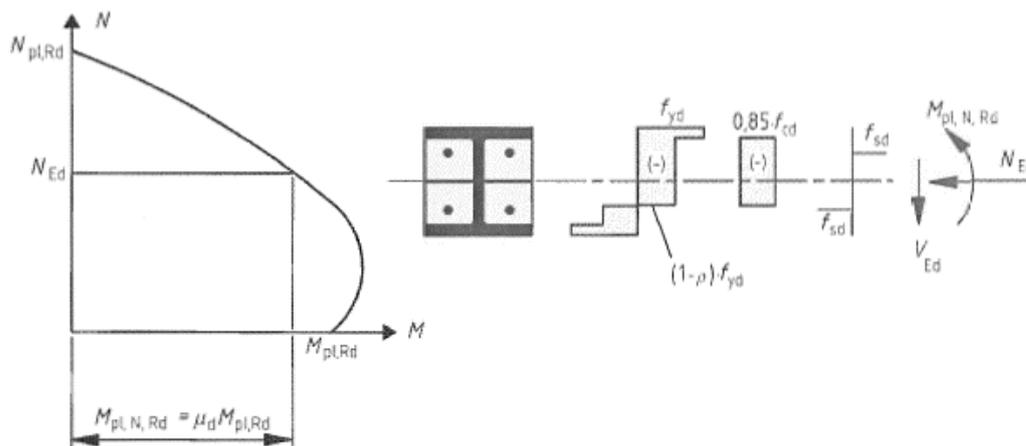
Além destes fatores, assim como na ABNT NBR 8800:2008 [1], o método simplificado apresenta alguns limites de aplicabilidade:

- a esbelteza relativa,  $\bar{\lambda}$ , calculada como na eq. (9), não deve ser superior a 2,0;
- para seções de aço completamente revestidas, como a seção da Figura 2.8, o cobrimento máximo do concreto utilizado nos cálculos deve ser na direção z,  $c_z=0,3h$ , e na direção y,  $c_y=0,4h$ ;
- a área da armadura longitudinal utilizada nos cálculos não deve exceder 6% da área da seção de concreto;
- A relação de altura e largura da seção transversal mista deve estar entre 0,2 e 5,0.

A força axial resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total,  $N_{pl,Rd}$ , é determinada pela soma das resistências plásticas de cada componente, portanto, da mesma forma que na eq. (2). O coeficiente  $\alpha$ , neste caso, tem valor 0,85 para seções total ou parcialmente revestidas com concreto, e 1,0 para seções preenchidas com concreto.

A resistência da seção transversal à combinação de momento fletor e compressão, e a curva de interação correspondente pode ser calculada assumindo dia-

gramas de tensão retangulares, como os mostrados na Figura 2.9, levando em consideração a força cortante de projeto,  $V_{Ed}$ . A resistência à tração do concreto pode ser desprezada.



**Figura 2.9 - Curva de interação N-M de resistência da seção.**

A influência da força de cisalhamento na resistência à flexo-compressão deve ser considerada na determinação da curva de interação se a força cortante na seção de aço,  $V_{a,Ed}$ , exceder 50% da resistência ao cisalhamento de projeto da seção de aço,  $V_{pl,a,Rd}$ . Neste caso, esta influência deve ser levada em conta através de uma redução na resistência de projeto do aço  $(1-\rho)f_{yd}$  na área de cisalhamento  $A_v$ , como mostrado na Figura 2.9.

A força cisalhante no aço  $V_{a,Ed}$  não deve exceder a resistência ao cisalhamento do seção de aço, assim como também deve-se verificar a resistência ao cisalhamento do concreto,  $V_{c,Ed}$ .

A menos que uma análise mais precisa seja utilizada,  $V_{Ed}$  pode ser distribuída em  $V_{a,Ed}$ , agindo no aço estrutural, e  $V_{c,Ed}$ , agindo no concreto armado.

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad \text{eq. (27)}$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad \text{eq. (28)}$$

Para efeitos de simplificação, pode-se considerar que  $V_{Ed}$  aja apenas na seção do aço estrutural.

Como uma simplificação, a curva de interação pode ser substituída por um diagrama poligonal, como pode ser visto na Figura 2.10 através das linhas pontilhadas. Esta figura apresenta um exemplo da distribuição de tensões de uma seção transversal completamente revestida por concreto dos pontos A ao D.

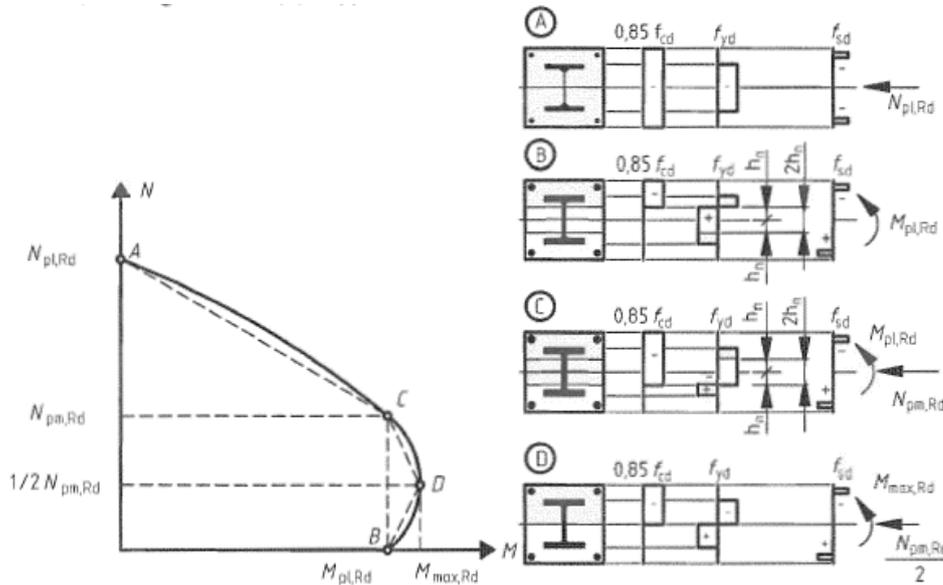


Figura 2.10 - Curva de interação simplificada da seção e distribuição de tensões.

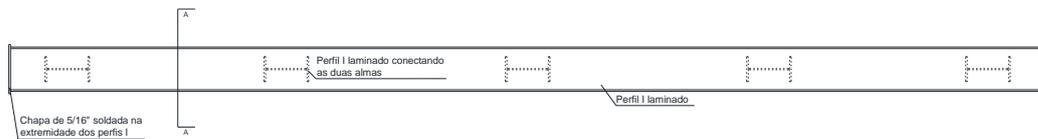
Os cálculos referentes à resistência aos efeitos combinados de compressão e flexão no pilar são muito semelhantes aos realizados no método de cálculo II da ABNT NBR 8800 [1], são seguidos os mesmos procedimentos de cálculo.

### 3 Sistema Proposto

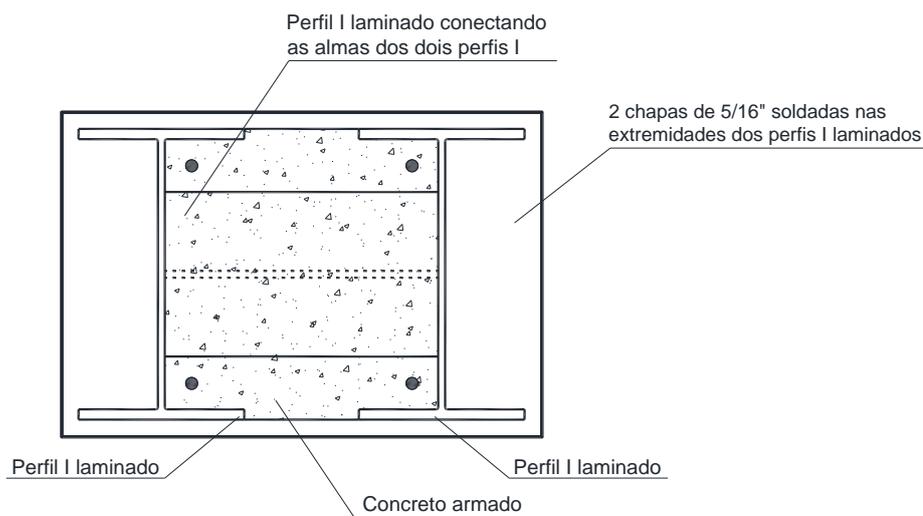
#### 3.1. Descrição do sistema

Neste capítulo é apresentado o sistema misto proposto nesta dissertação. Serão mostrados os detalhes dos pilares, o método de fabricação, assim como o modelo de cálculo utilizado para realizar o dimensionamento destes pilares mistos.

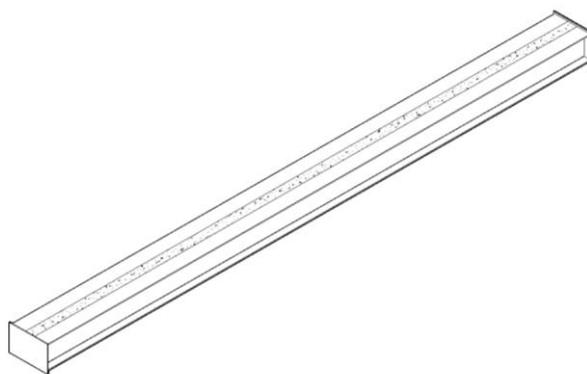
O sistema misto proposto foi idealizado pelo Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade (PUC-Rio), e consiste em dois perfis I laminados, com cinco conectores ligando as duas almas, conectores *stud bolt* soldados às almas, duas chapas nas extremidades dos perfis e concreto armado preenchendo a região central do sistema. Nas Figuras 3.1, 3.2 e 3.3 têm-se, respectivamente, a vista longitudinal, um corte transversal e uma visão geral do sistema estrutural.



**Figura 3.1 - Vista longitudinal do pilar proposto.**



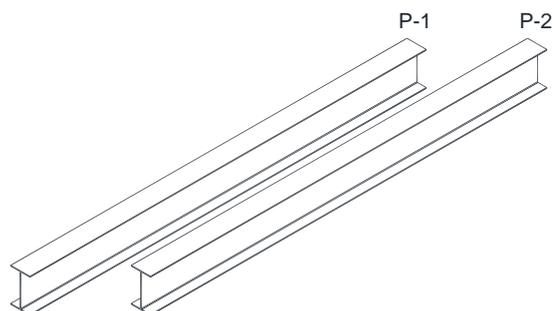
**Figura 3.2 - Corte transversal A-A**



**Figura 3.3 - Visão geral do pilar proposto.**

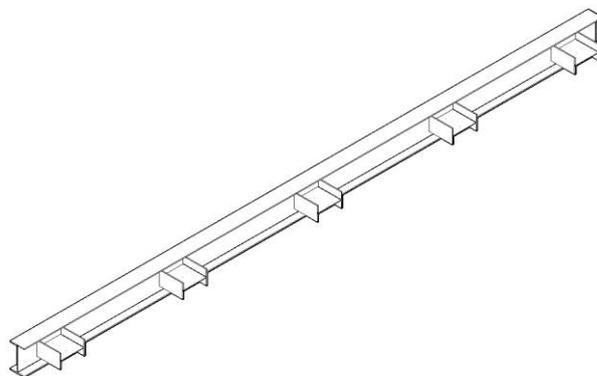
### **3.2. Fabricação**

O método de fabricação do sistema proposto é muito simples, rápido e não necessita de formas. Para facilitar a explicação, serão utilizadas figuras e nomenclaturas para os perfis de aço. Os perfis de aço serão chamados de P-1 e P-2, como pode ser visto na Figura 3.4.



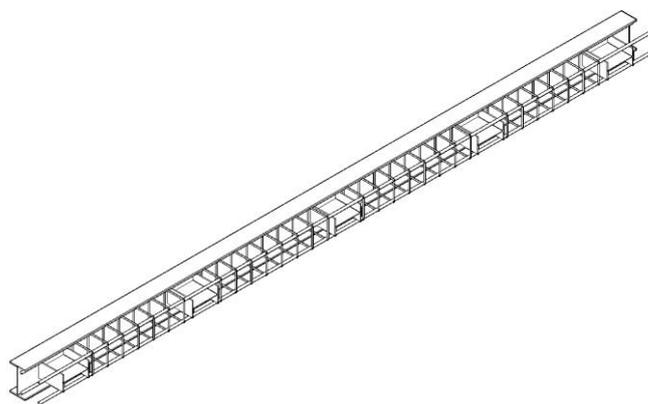
**Figura 3.4 - Nomenclatura dos perfis de aço.**

O primeiro passo do processo consiste em posicionar o perfil P-1 e soldar os conectores na alma deste perfil, como pode ser visto na Figura 3.5.



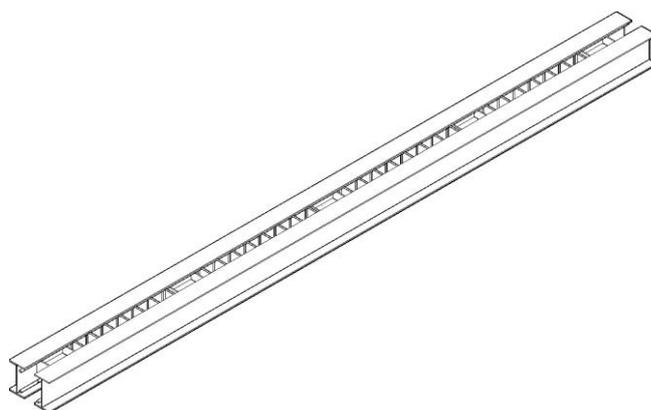
**Figura 3.5 - Primeiro passo da fabricação do pilar.**

Depois, deve-se posicionar a armadura longitudinal e os estribos com os espaçadores na posição correta (Figura 3.6).



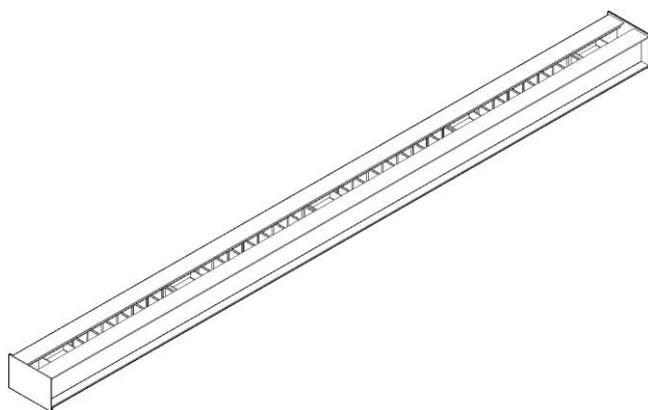
**Figura 3.6 - Segundo passo da fabricação do pilar.**

Após realizar este procedimento, deve-se soldar a outra extremidade dos conectores na alma do perfil P-2, conforme mostrado na Figura 3.7.



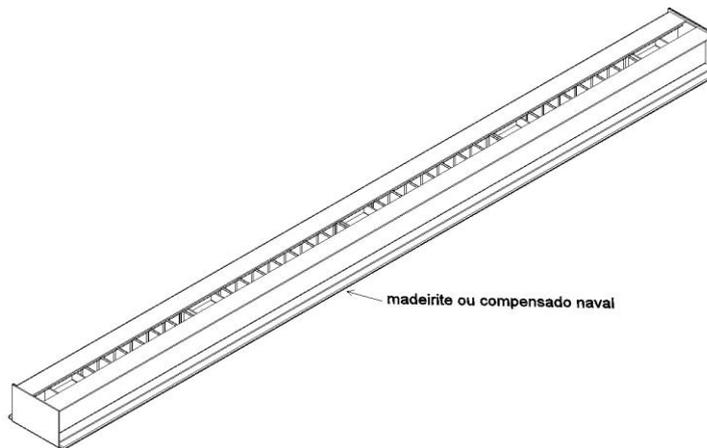
**Figura 3.7 - Terceira etapa da fabricação do pilar.**

Deve-se então soldar duas chapas nas extremidades do sistema de aço, gerando o pilar de aço mostrado na Figura 3.8, a seguir.



**Figura 3.8 - Quarta etapa da fabricação do pilar.**

A penúltima etapa consiste em posicionar o sistema de aço da Figura 3.8 sobre um madeirite ou compensado naval apenas para realizar a concretagem do pilar, como pode ser visto na Figura 3.9. O madeirite deve ter o comprimento do pilar e a espessura deve ser apenas grande o suficiente para tampar a abertura entre os dois perfis de aço. O peso dos perfis, conectores e armadura são suficientes para evitar que o concreto vaze pela parte apoiada no madeirite, não exigindo nenhum outro tipo de forma.



**Figura 3.9 - Quinta etapa da fabricação do pilar.**

A última etapa é a de concretagem do pilar. Deve-se concretar o pilar sobre o madeirite ou compensado, e realizar a cura do concreto de maneira apropriada, para evitar que ocorram fissuras devido à retração do concreto.

Ao retirar a estrutura mista do madeirite ou compensado, chega-se ao pilar proposto, exposto anteriormente na Figura 3.3.

### **3.3. Modelo de cálculo**

Nesta seção, serão definidos os parâmetros para o dimensionamento à flexo-compressão do modelo de pilares proposto, de acordo com a ABNT NBR 8800 [1].

O cálculo do momento fletor resistente de plastificação de cálculo,  $M_{pl,Rd}$ , em relação aos eixos x e y são realizados conforme a equação 15, mostrada na seção 2.4.1.2 deste trabalho. A equação apresenta três parcelas, uma correspondente à plastificação do aço, uma à plastificação do concreto e uma à plastificação da armadura. Para realizar o cálculo é necessário determinar os módulos de resistência plásticos do aço, concreto e armadura, respectivamente,  $Z_a$ ,  $Z_c$  e  $Z_s$ , assim como os módulos de resistência plásticos na região de  $2h_n$ ,  $Z_{an}$ ,  $Z_{cn}$  e  $Z_{sn}$ . A norma apresenta

fórmulas para o cálculo da posição da linha neutra plástica (LNP) de várias seções transversais mistas, porém nenhuma é equivalente ao sistema proposto. Por este motivo, foram determinadas equações para determinar a posição da LNP no modelo de pilar proposto através de diagramas de distribuição de tensões.

### 3.3.1. Cálculo do módulo de resistência plástica (Z)

Para cada um dos eixos da seção transversal, determinaram-se as expressões referentes aos módulos de resistência plásticos do aço ( $Z_a$ ), concreto ( $Z_c$ ) e da armadura ( $Z_s$ ).

Apresenta-se então a formulação para cada um dos eixos da seção transversal:

a) Eixo não múltiplo

A Figura 3.10 mostra o eixo não múltiplo da seção transversal.

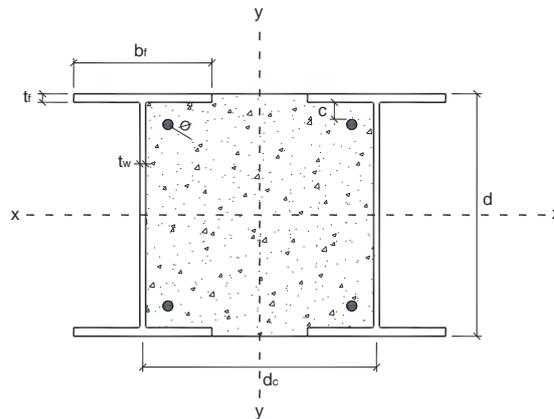


Figura 3.10 - Eixo não múltiplo.

a.1) Módulo de resistência plástica do aço ( $Z_a$ )

$$Z_a = 2b_f t_f (d - t_f) + \frac{(d - 2t_f)^2 t_w}{2} \quad \text{eq. (28)}$$

a.2) Módulo de resistência plástica do concreto ( $Z_c$ )

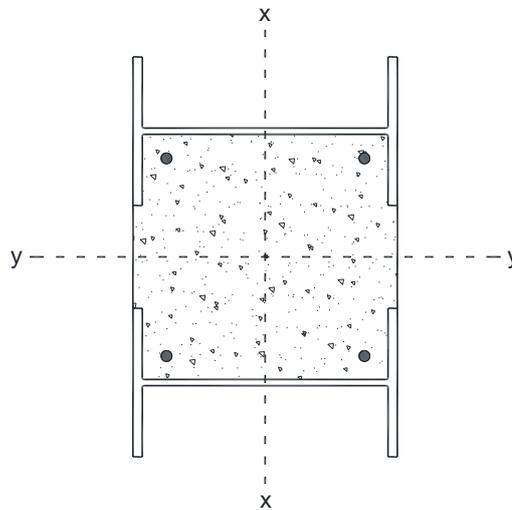
$$Z_c = \frac{(d_c - t_w)(d - 2t_f)^2}{4} + t_f (d_c - b_f)(d - t_f) - Z_s \quad \text{eq. (29)}$$

a.3) Módulo de resistência plástica da armadura ( $Z_s$ )

$$Z_s = A_s \left( \frac{d}{2} - t_f - c - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{eq. (30)}$$

## b) Eixo múltiplo

A Figura 3.11 mostra o eixo múltiplo da seção transversal.



**Figura 3.11 - Eixo múltiplo.**

b.1) Módulo de resistência plástico do aço ( $Z_a$ )

$$Z_a = 2b_f t_f d_c + (d - 2t_f) t_w d_c \quad \text{eq. (31)}$$

b.2) Módulo de resistência plástico do concreto ( $Z_c$ )

$$Z_c = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{(d_c - b_f)^2 t_f}{2} - Z_s \quad \text{eq. (32)}$$

b.3) Módulo de resistência plástico da armadura ( $Z_s$ )

$$Z_s = A_s \left( \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{eq. (33)}$$

### 3.3.2.

#### Cálculo da posição da linha neutra plástica ( $h_n$ )

Para a determinação dos momentos fletores de plastificação de cálculo ( $M_{pl,Rd}$ ), obteve-se a formulação para a determinação da posição da linha neutra plástica para o modelo proposto.

A seguir, são apresentadas as equações para cada um dos eixos da seção transversal:

a) Eixo não múltiplo

a.1) Linha neutra plástica na mesa do perfil

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d}{2} - t_f < h_n \leq \frac{d}{2}$ , a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, conforme mostrado na Figura 3.12.

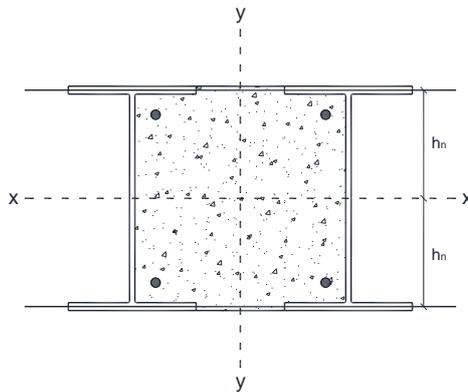


Figura 3.12 - Eixo não múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço.

$$h_n = \frac{4(d - 2t_f)(b_f - t_w)f_{yd} - 2A_s f_{sd} + d(d_c - b_f)f_{cd1}}{8b_f f_{yd} + 2(d_c - b_f)f_{cd1}} \quad \text{eq. (34)}$$

a.2) Linha neutra plástica na alma do perfil, abaixo da mesa e acima da armadura

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d}{2} - t_f - c < h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$ , a linha neutra plástica estará na alma do perfil de aço, abaixo da mesa e acima da armadura, conforme mostrado na Figura 3.13.

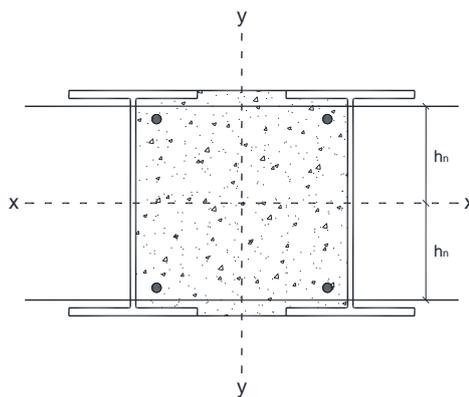


Figura 3.13 - Eixo não múltiplo – LNP na alma do perfil de aço, abaixo da mesa e acima da armadura.

$$h_n = \frac{[2(A_c + A_s) - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f]f_{cd1} - 2A_s f_{sd}}{8t_w f_{yd} + 2(d_c - t_w)f_{cd1}} \quad \text{eq. (35)}$$

a.3) Linha neutra plástica na alma do perfil e abaixo da armadura

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $h_n \leq \frac{d}{2} - t_f - c - \phi$ , a linha neutra plástica estará na alma do perfil de aço e abaixo da armadura, conforme mostrado na Figura 3.14.

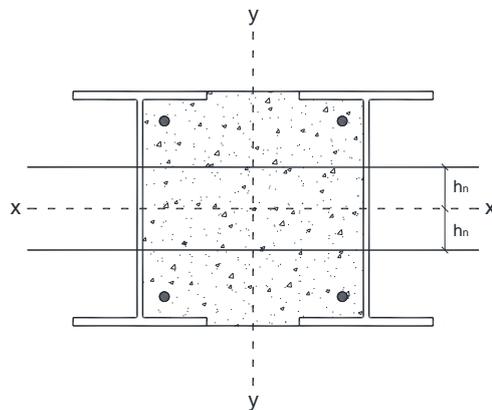


Figura 3.14 - Eixo não múltiplo - LNP na alma do perfil de aço e abaixo da armadura.

$$h_n = \frac{[2A_c + A_s - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f]f_{cd1}}{8t_w f_{yd} + 2(d_c - t_w)f_{cd1}} \quad \text{eq. (36)}$$

b) Eixo múltiplo

b.1) Linha neutra plástica na mesa do perfil

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d_c}{2} + \frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{d_c}{2} + \frac{b_f}{2}$ , a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, conforme mostrado na Figura 3.15.

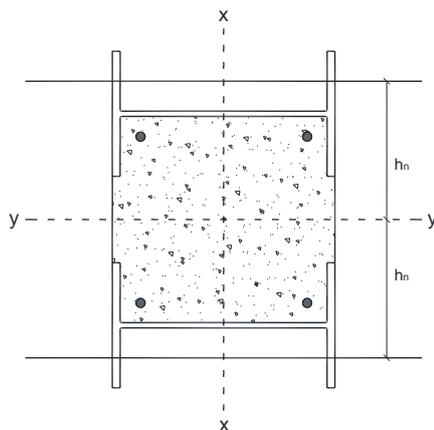


Figura 3.15 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço.

$$h_n = \frac{2[d_c t_f - (d - 2t_f)t_w - b_f t_f]f_{yd} - A_s f_{sd}}{4t_f f_{yd}} \quad \text{eq. (37)}$$

## b.2) Linha neutra plástica na alma do perfil

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{d_c}{2} + \frac{t_w}{2}$ , a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, conforme mostrado na Figura 3.16.

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{d_c}{2} + \frac{t_w}{2}$ , a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, conforme mostrado na Figura 3.16.

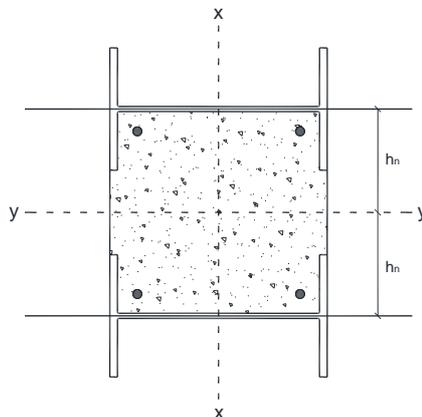


Figura 3.16 - Eixo múltiplo - LNP na alma do perfil de aço.

$$h_n = \frac{[2t_f(d_c - b_f) + (d - 2t_f)(d_c - t_w)]f_{yd} - A_s f_{sd}}{[4t_f + 2(d - 2t_f)]f_{yd}} \quad \text{eq. (38)}$$

## b.3) Linha neutra plástica na mesa do perfil, abaixo da alma e acima da armadura

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c < h_n \leq \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2}$ , a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, abaixo da alma e acima da armadura, conforme mostrado na Figura 3.17.

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c < h_n \leq \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2}$ , a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço, abaixo da alma e acima da armadura, conforme mostrado na Figura 3.17.

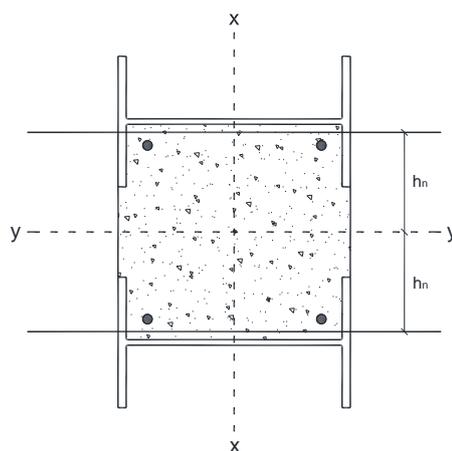


Figura 3.17 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, abaixo da alma e acima da armadura.

$$h_n = \frac{4t_f(d_c - b_f)f_{yd} + [2(A_c + A_s) + (d - 2t_f)(t_w - d_c)]f_{cd1} - 2A_s f_{sd}}{8t_f f_{yd} + 2(d - 2t_f)f_{cd1}} \quad \text{eq. (39)}$$

b.4) Linha neutra plástica na mesa do perfil e abaixo da armadura

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $\frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} < h_n \leq \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \phi$ , a linha neutra plástica estará na mesa do perfil de aço e abaixo da armadura, conforme mostrado na Figura 3.18.

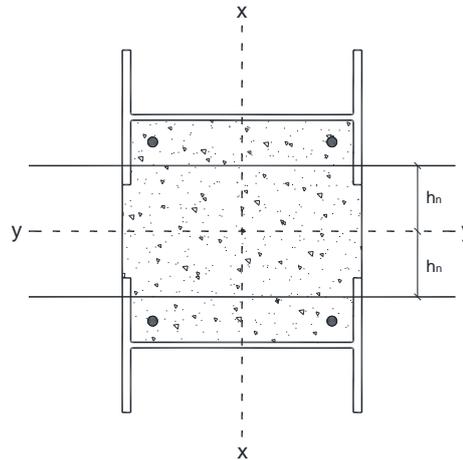


Figura 3.18 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço e abaixo da armadura.

$$h_n = \frac{4t_f(d_c - b_f)f_{yd} + [2A_c + A_s + (d - 2t_f)(t_w - d_c)]f_{cd1}}{8t_f f_{yd} + 2(d - 2t_f)f_{cd1}} \quad \text{eq. (40)}$$

b.5) Linha neutra plástica fora do perfil de aço

Se  $h_n$  estiver dentro do intervalo  $h_n \leq \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2}$ , a linha neutra plástica estará fora do perfil de aço, conforme mostrado na Figura 3.19.

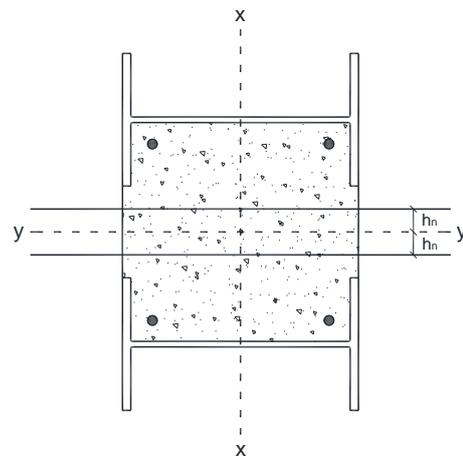


Figura 3.19 - Eixo múltiplo - LNP fora do perfil de aço.

$$h_n = \frac{2A_c + A_s - (d - 2t_f)(d_c - t_w) + 2(d_c - b_f)t_f}{2d} \quad \text{eq. (41)}$$

### 3.3.3. Cálculo do módulo de resistência plástico na região de $2h_n$ ( $Z_n$ )

A partir da posição da linha neutra plástica obtida a partir das equações deduzidas na seção 3.3.2, foram determinadas, para cada um dos eixos da seção transversal, as expressões referentes aos módulos de resistência plásticos do aço ( $Z_{an}$ ), concreto ( $Z_{cn}$ ) e da armadura ( $Z_{sn}$ ) na região de  $2h_n$ .

Abaixo, apresenta-se a formulação para cada um dos eixos da seção transversal:

#### a) Eixo não múltiplo

##### a.1) LNP na mesa do perfil

A Figura 3.20 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.

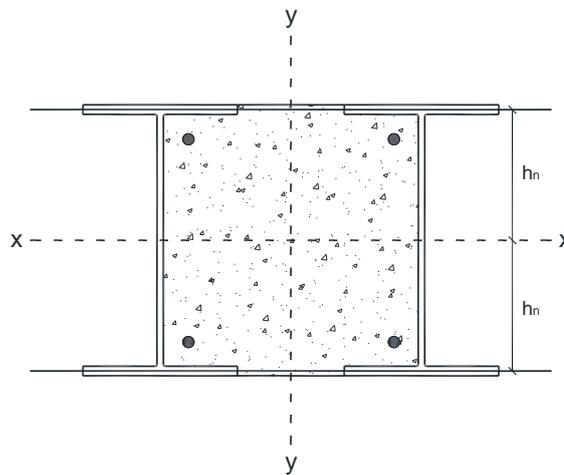


Figura 3.20 - Eixo não múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço.

##### a.1.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de $2h_n$ ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = \frac{t_w (d - 2t_f)^2}{2} + 2b_f \left[ h_n^2 - \frac{(d - 2t_f)^2}{4} \right] \quad \text{eq. (42)}$$

##### a.1.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de $2h_n$ ( $Z_{cn}$ )

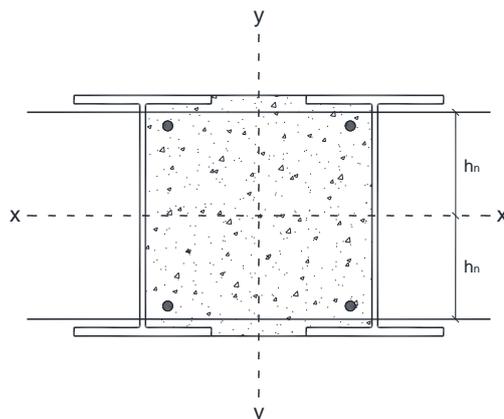
$$Z_{cn} = \frac{(d_c - t_w)(d - 2t_f)^2}{4} + (d_c - b_f) \left( h_n - \frac{d}{2} + t_f \right) \left( \frac{2h_n + d - 2t_f}{2} \right) - Z_{sn} \quad \text{eq. (43)}$$

##### a.1.3) Módulo de resistência plástico da armadura na região de $2h_n$ ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = A_s \left( \frac{d}{2} - t_f - c - \frac{\phi}{2} \right) = Z_s \quad \text{eq. (44)}$$

a.2) LNP na alma do perfil, abaixo da mesa e acima da armadura

A Figura 3.21 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.



**Figura 3.21 - Eixo não múltiplo - LNP na alma do perfil de aço, abaixo da mesa e acima da armadura.**

a.2.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de  $2h_n$  ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = 2 t_w h_n^2 \quad \text{eq. (45)}$$

a.2.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de  $2h_n$  ( $Z_{cn}$ )

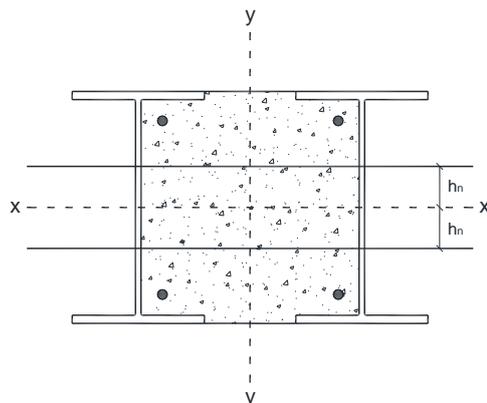
$$Z_{cn} = (d_c - t_w) h_n^2 - Z_s \quad \text{eq. (46)}$$

a.2.3) Módulo de resistência plástico da armadura na região de  $2h_n$  ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = Z_s \quad \text{eq. (47)}$$

a.3) LNP na alma do perfil e abaixo da armadura

A Figura 3.22 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.



**Figura 3.22 - Eixo não múltiplo - LNP na alma do perfil de aço e abaixo da armadura.**

a.3.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de  $2h_n$  ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = 2 t_w h_n^2 \quad \text{eq. (48)}$$

a.3.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de  $2h_n$  ( $Z_{cn}$ )

$$Z_{cn} = (d_c - t_w)h_n^2 \quad \text{eq. (49)}$$

a.3.1) Módulo de resistência plástico da armadura na região de  $2h_n$  ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = 0 \quad \text{eq. (50)}$$

b) Eixo múltiplo

b.1) LNP na mesa do perfil

A Figura 3.23 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.

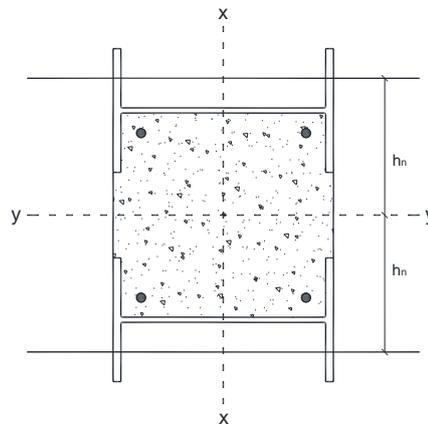


Figura 3.23 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço.

b.1.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de  $2h_n$  ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = t_f (2h_n - d_c + b_f) \left( h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) + (d - 2t_f)t_w d_c \quad \text{eq. (51)}$$

b.1.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de  $2h_n$  ( $Z_{cn}$ )

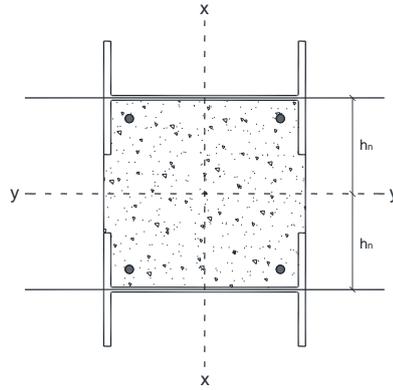
$$Z_{cn} = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{t_f(d_c - b_f)^2}{2} - Z_{sn} \quad \text{eq. (52)}$$

b.1.3) Módulo de resistência plástico da armadura na região de  $2h_n$  ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = Z_s \quad \text{eq. (53)}$$

## b.2) LNP na alma do perfil

A Figura 3.24 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.



**Figura 3.24 - Eixo múltiplo - LNP na alma do perfil.**

b.3.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de  $2h_n$  ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = t_f (2h_n - d_c + b_f) \left( h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) + (d - 2t_f) \left( h_n - \frac{d_c}{2} + \frac{t_w}{2} \right) \left( h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} \right) \quad \text{eq. (57)}$$

b.3.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de  $2h_n$  ( $Z_{cn}$ )

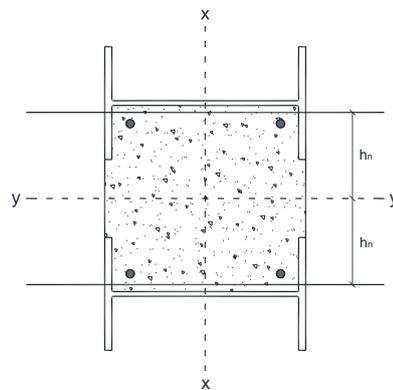
$$Z_{cn} = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{t_f(d_c - b_f)^2}{2} - Z_{sn} \quad \text{eq. (58)}$$

b.3.3) Módulo de resistência plástico da armadura na região de  $2h_n$  ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = Z_s \quad \text{eq. (59)}$$

## b.3) LNP na mesa do perfil, abaixo da alma e acima da armadura

A Figura 3.25 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.



**Figura 3.25 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço, abaixo da alma e acima da armadura.**

b.2.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de  $2h_n$  ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = t_f (2h_n - d_c + b_f) \left( h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) \quad \text{eq. (54)}$$

b.2.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de  $2h_n$  ( $Z_{cn}$ )

$$Z_{cn} = (d - 2t_f) h_n^2 + \frac{t_f (d_c - b_f)^2}{2} - Z_{sn} \quad \text{eq. (55)}$$

b.2.3) Módulo de resistência plástico da armadura na região de  $2h_n$  ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = Z_s \quad \text{eq. (56)}$$

b.4) LNP na mesa do perfil e abaixo da armadura

A Figura 3.26 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.

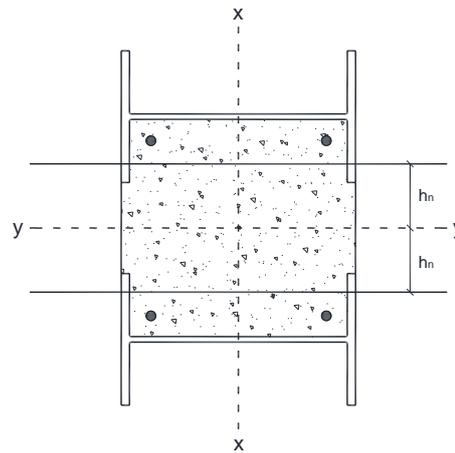


Figura 3.26 - Eixo múltiplo - LNP na mesa do perfil de aço e abaixo da armadura.

b.4.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de  $2h_n$  ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = t_f (2h_n - d_c + b_f) \left( h_n + \frac{d_c}{2} - \frac{b_f}{2} \right) \quad \text{eq. (60)}$$

b.4.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de  $2h_n$  ( $Z_{cn}$ )

$$Z_{cn} = (d - 2t_f) h_n^2 + \frac{t_f (d_c - b_f)^2}{2} \quad \text{eq. (61)}$$

b.4.3) Módulo de resistência plástico da armadura na região de  $2h_n$  ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = 0 \quad \text{eq. (62)}$$

### b.5) LNP abaixo da mesa do perfil

A Figura 3.27 mostra a posição de  $h_n$  na seção transversal.

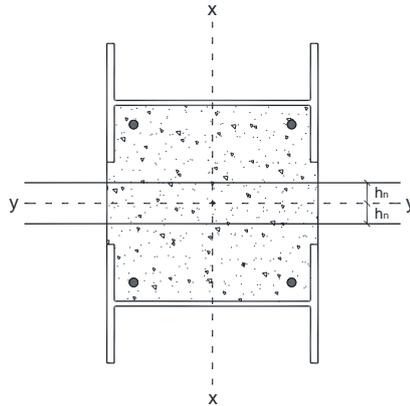


Figura 3.27 - Eixo múltiplo - LNP abaixo da mesa do perfil de aço.

#### b.5.1) Módulo de resistência plástico do aço na região de $2h_n$ ( $Z_{an}$ )

$$Z_{an} = 0 \quad \text{eq. (63)}$$

#### b.5.2) Módulo de resistência plástico do concreto na região de $2h_n$ ( $Z_{cn}$ )

$$Z_{cn} = dh_n^2 \quad \text{eq. (64)}$$

#### b.5.3) Módulo de resistência plástico da armadura na região de $2h_n$ ( $Z_{sn}$ )

$$Z_{sn} = 0 \quad \text{eq. (65)}$$

### 3.3.4.

#### Diagrama de interação esforço normal-momento fletor

O Eurocode 4 [2] apresenta, em sua Seção 6, a curva de interação N-M de resistência da seção mostrada na Figura 3.28.

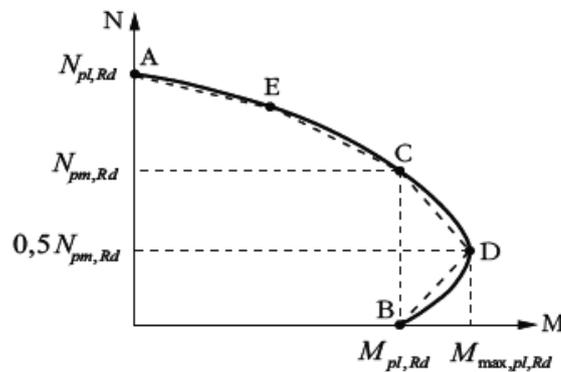


Figura 3.28 - Curva de interação N-M de resistência da seção segundo o Eurocode 4.

Para a construção do diagrama, admite-se que há uma distribuição plástica total de tensões entre os pontos A e D. O ponto A corresponde ao esforço normal máximo, já o ponto D corresponde ao ponto de momento fletor máximo.

No ponto A existe apenas contribuição da força axial na peça, ou seja, a estrutura está sujeita apenas à compressão simples. No ponto B, o pilar está submetido apenas à flexão pura, já nos pontos C e D têm-se contribuição do esforço normal e do momento fletor. O ponto E na curva está situado no ponto médio entre os pontos A e C, e se trata de um ponto auxiliar da curva.

A Tabela 3.1 a seguir expressa os valores do esforço normal e do momento fletor para cada um dos pontos da curva.

**Tabela 3.1 - Valores de cada ponto da curva N-M de resistência da seção.**

<b>Pontos</b>	<b>Esforço normal</b>	<b>Momento fletor</b>
Ponto A	$N_{pl,Rd}$	0
Ponto B	0	$M_{pl,Rd}$
Ponto C	$A_c f_{cd1}$	$M_{pl,Rd}$
Ponto D	$0,5 A_c f_{cd1}$	$M_{max,pl,Rd}$

## 4 Programa Experimental

### 4.1. Visão geral

De acordo com Vellasco *et al.* [16], a análise experimental é fundamental para o entendimento e calibração do comportamento estrutural investigado. Deve-se estar muito atento aos preparativos necessários para realizar os ensaios e também aos cuidados a serem tomados durante a instrumentação.

Neste capítulo serão descritos os ensaios realizados, os parâmetros de projeto, o método de fabricação, detalhes da instrumentação e os modelos utilizados no programa experimental realizado no Laboratório de Estruturas da PUC-Rio.

Os pilares foram submetidos a um ensaio de flexão simples, inicialmente apenas com a estrutura de aço, e depois com o sistema misto de aço e concreto. O ensaio tem por objetivo avaliar a resistência, a rigidez e o comportamento dos pilares ensaiados. Os ensaios de flexão mais comuns são os de 3 pontos e 4 pontos. Neste trabalho foi realizado o ensaio de flexão em 4 pontos.

Os ensaios foram realizados em dois modelos de pilares com seis metros de comprimento, cinco conectores, doze *stud bolts* soldados nas almas e duas chapas de dez milímetros soldadas nas extremidades, sendo cada um dos pilares com perfis diferentes. Para facilitar as referências a cada um dos modelos fabricados, os pilares de aço serão denominados PA-1 e PA-2, e os pilares mistos serão denominados PM-1 e PM-2. Além disso, os perfis que formam os pilares serão denominados P-1 e P-2, conforme mostrado na Figura 3.4.

Os perfis utilizados foram escolhidos a partir de cálculos teóricos, utilizando a formulação do Capítulo 3. Avaliou-se a carga necessária para atingir o momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo,  $M_{\max,pl,R}$ , para garantir que o atuador seria capaz de chegar a este carregamento. Além disso, pensou-se em produzir um pilar com um perfil mais fraco, W310x21, e outro com um perfil mais forte, W250x32,7, com o objetivo de verificar o comportamento de cada um, assim como as possíveis diferenças entre cada pilar.

Abaixo, pode-se ver a Tabela 4.1 mostrando cada perfil utilizado nos pilares ensaiados, assim como o perfil dos conectores, a espessura das chapas e a nomenclatura utilizada para cada um dos modelos:

**Tabela 4.1 - Nomenclatura e características de cada pilar ensaiado.**

<b>Nomenclatura</b>	<b>P-1 e P-2</b>	<b>Conectores</b>	<b>Chapa</b>	<b>Concreto</b>
PA-1	W310x21,0	W150x22,5	5/16" = 8mm	NÃO
PA-2	W250x32,7	W250x32,7	5/16" = 8mm	NÃO
PM-1	W310x21,0	W150x22,5	5/16" = 8mm	SIM
PM-2	W250x32,7	W250x32,7	5/16" = 8mm	SIM

O espaçamento entre os perfis P-1 e P-2 foi determinado pensando em quanto seria suficiente para que se pudesse trabalhar na soldagem dos conectores às almas de cada perfil, e também qual seria o espaçamento que iria gerar uma área de concreto da seção transversal semelhante para os dois modelos ensaiados. Definiu-se desta maneira que o espaçamento entre as mesas dos perfis P-1 e P-2 seria de 101mm.

## **4.2. Descrição dos modelos ensaiados**

### **4.2.1. Pilares de aço - PA-1 e PA-2**

Os pilares PA-1 e PA-2 já vieram prontos de fábrica, ou seja, os perfis P-1 e P-2 já chegaram com os conectores e os *stud bolts* soldados nas suas almas, e com as chapas de 5/16" soldadas nas suas extremidades.

A Figura 4.1 mostra uma foto do pilar PA-1, evidenciando os conectores que ligam as almas, os *stud bolts* e a chapa soldada em uma das extremidades.



**Figura 4.1 - Parte do pilar PA-1, mostrando os conectores que ligam as almas, os *stud bolts* soldados e a chapa da extremidade.**

Os pilares possuem 6000 mm de comprimento e as distâncias entre cada um dos conectores e todos os outros detalhes das peças podem ser vistos nas Figuras 4.2 e 4.3, que apresentam uma vista longitudinal, a seção transversal e uma vista frontal dos pilares PA-1 e PA-2.

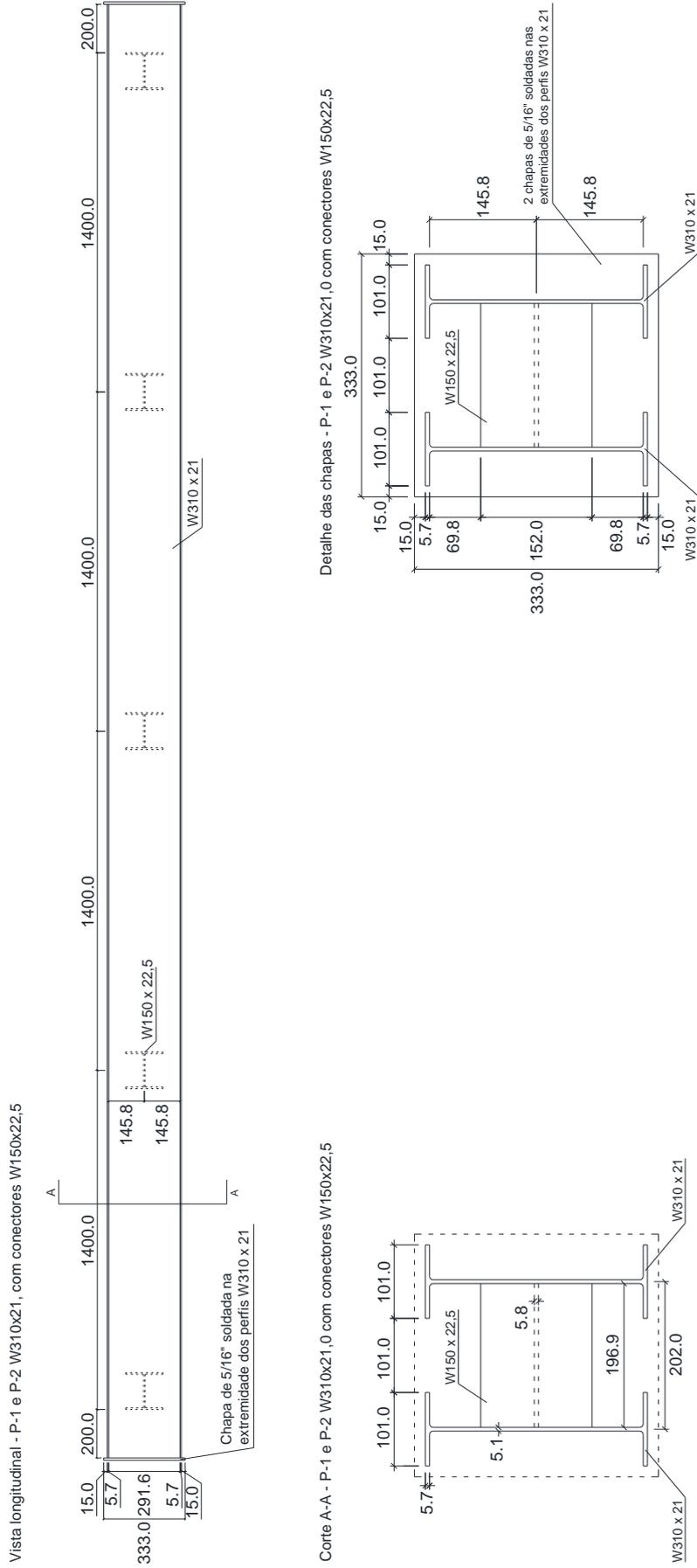


Figura 4.2 - Detalhes do modelo PA-1.

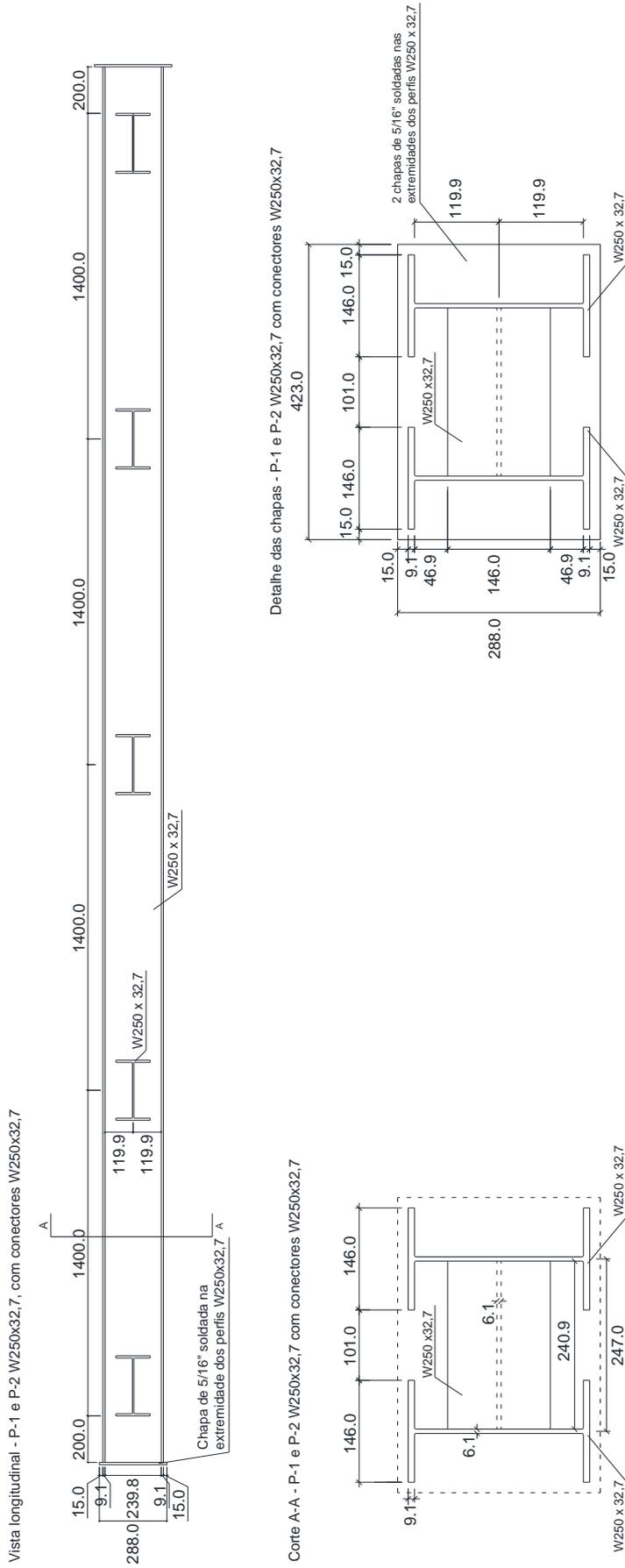


Figura 4.3 - Detalhes do modelo PA-2.

#### 4.2.2. Pilares mistos - PM-1 e PM-2

Os pilares mistos PM-1 e PM-2 foram fabricados a partir de PA-1 e PA-2, portanto possuem 6000 mm de comprimento. O concreto utilizado nas peças foi produzido no laboratório, com o auxílio de uma betoneira, e possui resistência característica prevista de 30 MPa após 28 dias.

As Figuras 4.4 e 4.5 mostram a seção transversal dos pilares mistos PM-1 e PM-2, respectivamente.

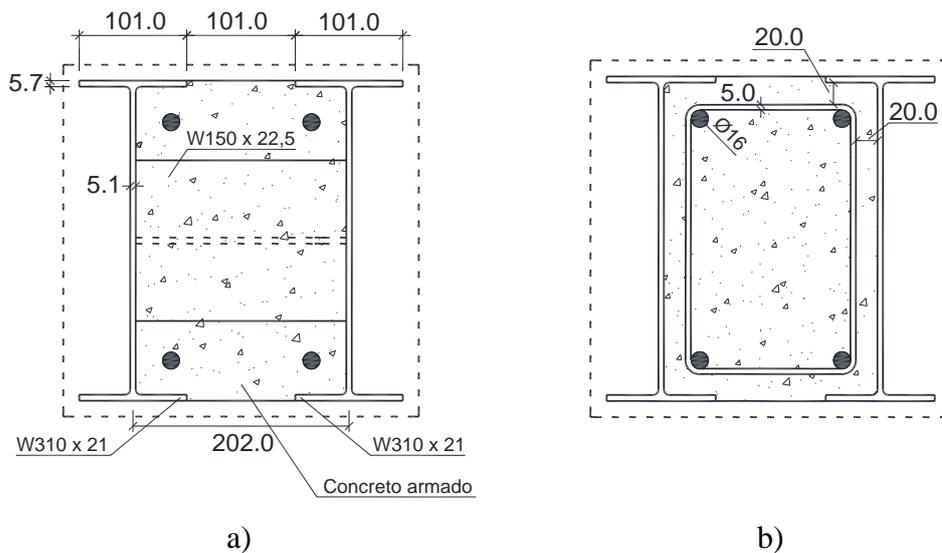


Figura 4.4 - a) Seção transversal do PM-1 e b) Detalhe do cobrimento das armaduras.

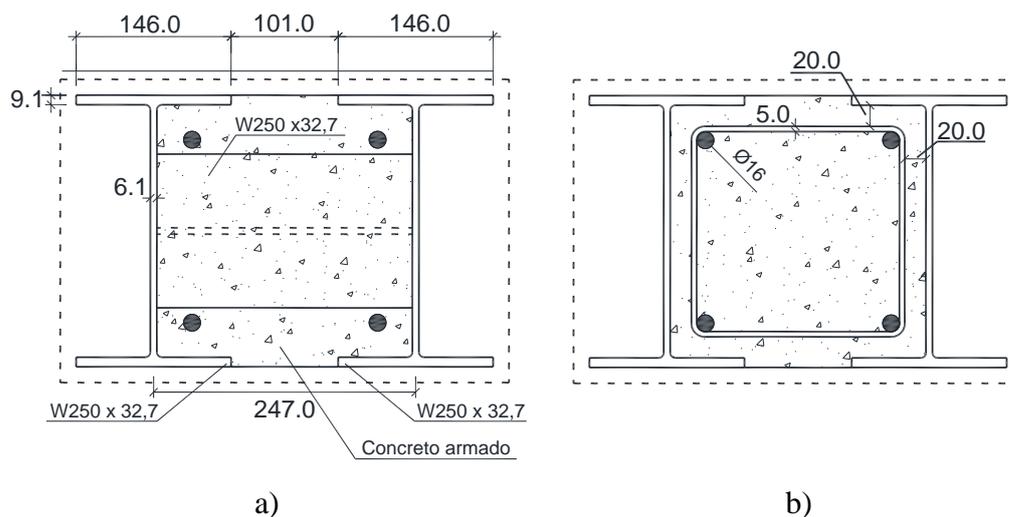


Figura 4.5 - a) Seção transversal do PM-2 e b) Detalhe do cobrimento das armaduras.

### 4.2.3. Verificação das medidas de cada elemento utilizado

Visando confirmar as medidas dos elementos utilizados, foram efetuadas medições de toda a estrutura. Os valores médios obtidos para os parâmetros da Figura 4.6 são apresentados na Tabela 4.2.

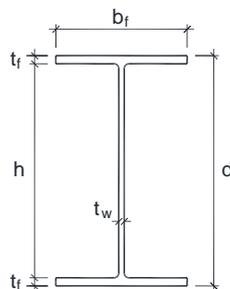


Figura 4.6 - Seção transversal genérica.

Tabela 4.2 - Medidas reais dos perfis metálicos utilizados.

Perfil	d	b <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>
W310x21,0	303,0	101,0	5,1	5,7
W250x32,7	258,0	146,0	6,1	9,1
W150x22,5	152,0	152,0	-	6,6

É possível notar que os valores medidos são iguais aos fornecidos pela fabricante. As espessuras das almas dos conectores não puderam ser medidas, uma vez que ambos os lados dos conectores estavam soldados às almas dos perfis P-1 e P-2.

### 4.3. Fabricação

Esta seção trata da fabricação dos pilares mistos PM-1 e PM-2 realizada na PUC-Rio. Como foi dito anteriormente, os pilares de aço já vieram prontos de fábrica, sendo necessário apenas realizar a armação e a concretagem das estruturas. Os pilares foram fabricados pela empresa Alipio P. Carvalho Filho Construções e Serviços – ME (Rio de Janeiro). Aqui serão discutidos todos os detalhes referentes às etapas da fabricação.

#### **4.3.1. Forma**

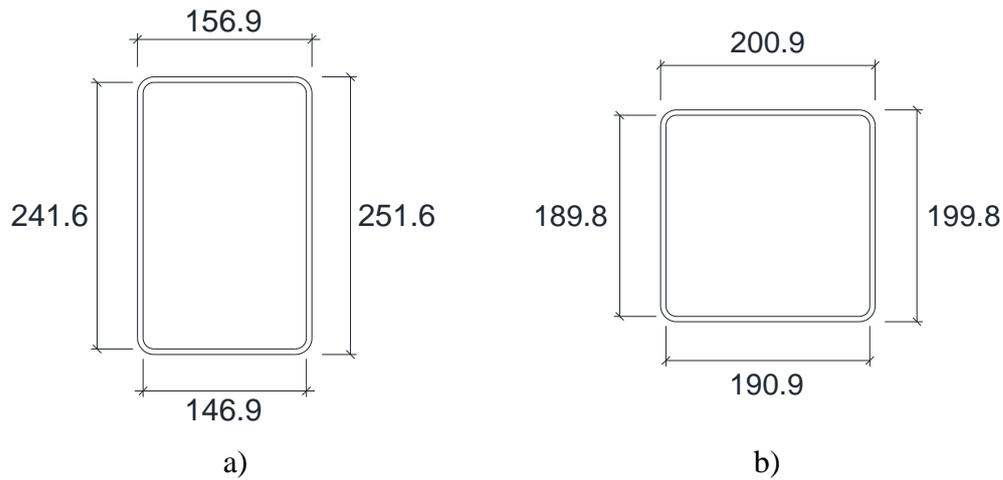
A concretagem das estruturas não requer a utilização de nenhuma forma, apenas de um madeirite ou de um compensado. Isto se deve ao fato de que os pilares precisam apenas estarem apoiados sobre uma superfície plana, já que o peso próprio da estrutura já é suficiente para garantir que o concreto não vaze pela face inferior. No caso dos pilares produzidos no laboratório foram utilizados apenas madeirites com espessura de 14 milímetros, já que existia uma base no piso que fazia com que a espessura ficasse maior que as bordas que sobram das chapas soldadas nas extremidades do pilar.

#### **4.3.2. Armadura**

Após posicionar os pilares sobre os madeirites, foi feito o corte das armaduras longitudinais e dos estribos. Além disso, foram dobrados os estribos no tamanho correto para cada um dos pilares.

Para a armadura longitudinal foram utilizados quatro vergalhões com 16 milímetros de diâmetro. A escolha foi baseada nas limitações impostas pela ABNT NBR 8800:2008 [1] de que a área da seção transversal da armadura não deve ser inferior a 0,3% e nem superior a 4% da área do concreto. Com isto, utilizou-se uma área de armadura equivalente à aproximadamente 0,7% da área de concreto.

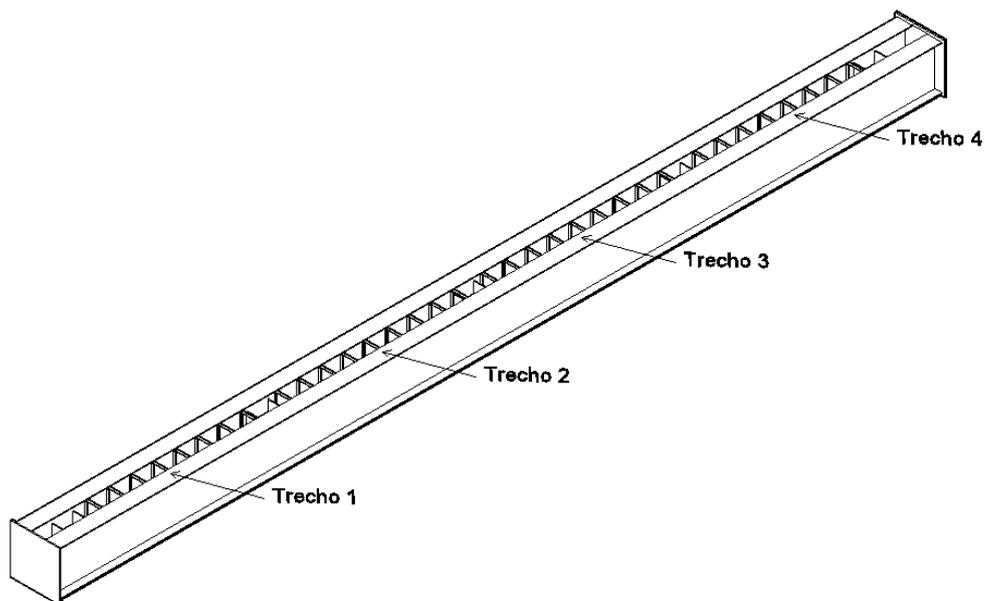
Utilizaram-se estribos com cinco milímetros de diâmetro, e as dimensões foram determinadas visando gerar um cobrimento de 25 milímetros para as armaduras longitudinais. Na Figura 4.7, é possível ver um esquema com as medidas dos estribos utilizados nos pilares PM-1 e PM-2.



**Figura 4.7 - Medidas dos estribos: a) PM-1; b) PM-2**

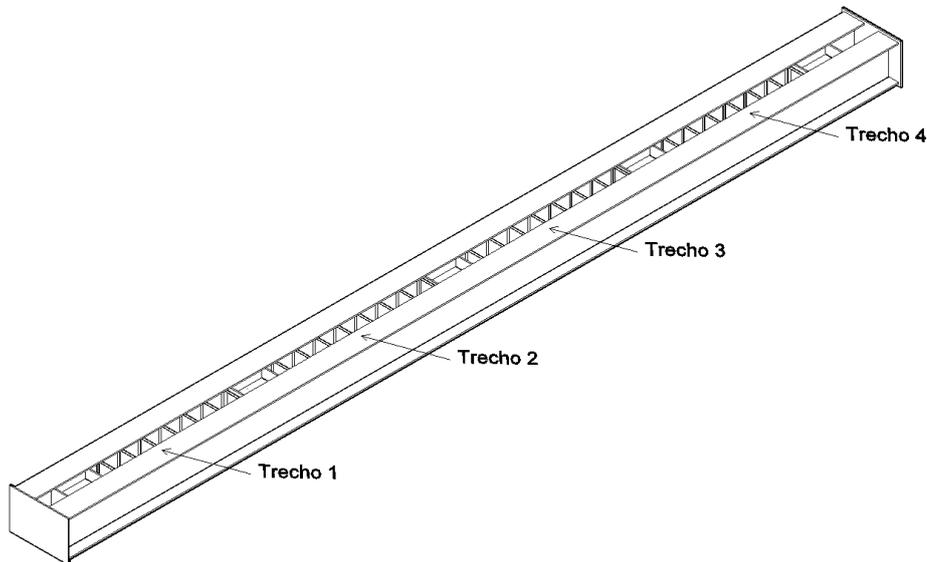
Como os pilares de aço já vieram prontos de fábrica, e como era necessário instrumentar as armaduras longitudinais antes de posicioná-las, o modo de fabricação utilizado foi diferente do descrito no Capítulo 3. Neste caso, a quantidade correta de estribos foi posicionada entre cada um dos conectores, no interior dos pilares. As Figuras 4.8 e 4.9 mostram a quantidade de estribos em cada trecho das peças.

A Figura 4.8 mostra a distribuição de estribos do PM-1. Pode-se notar que os trechos 1 e 4 apresentam oito estribos espaçados entre si em 150 milímetros, e com espaçamento de 61 até os conectores. Os trechos 2 e 3 apresentam nove estribos espaçados em 150 milímetros, e com 24 milímetros até os conectores.



**Figura 4.8 - Distribuição de estribos no PM-1.**

É possível notar pela Figura 4.9, que representa a armação do PM-2, que nos trechos 1 e 4 foram colocados sete estribos, espaçados em 150 milímetros entre si, e com espaçamento de 56 mm em relação aos conectores. Os trechos 2 e 4 possuem oito estribos cada, com espaçamento de 150 mm, e 46 mm em relação aos conectores.



**Figura 4.9 - Distribuição de estribos no PM-2.**

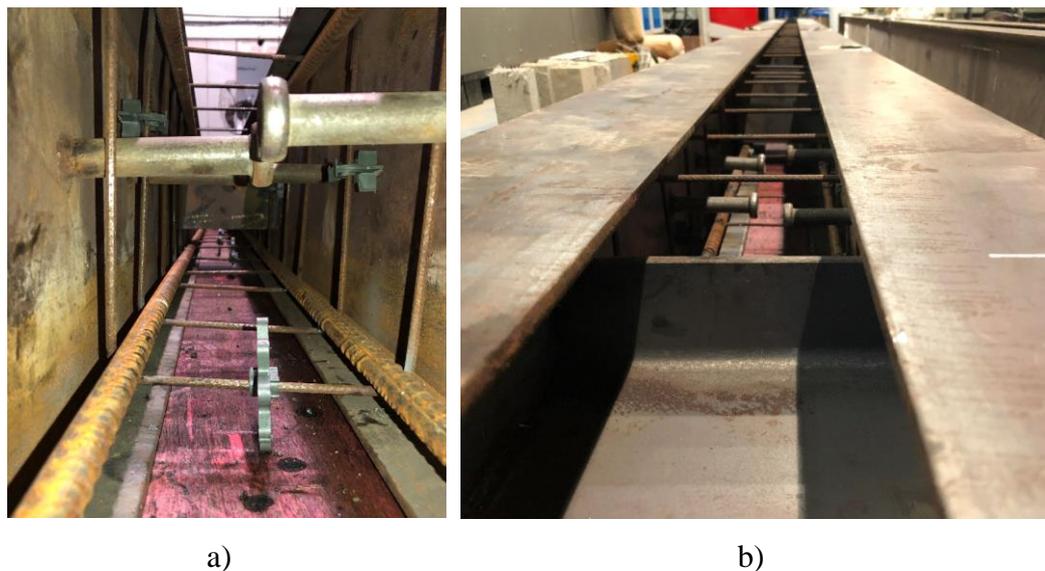
Depois de posicionar todos os estribos, foram colocadas as armaduras longitudinais. Dois vergalhões de 16 milímetros foram colocados pela parte superior de uma das extremidades, passando sempre por dentro dos estribos já posicionados entre os conectores. Depois de posicionar estes dois, virou-se o pilar e repetiu-se o procedimento, ou seja, os outros dois vergalhões foram colocados por uma das extremidades. Este procedimento foi feito para PM-1 e PM-2.

Depois de colocar toda a armadura no interior dos pilares, marcaram-se as posições dos estribos com o auxílio de uma trena, e então fez-se o ajuste de suas posições. Após posicioná-los, foram utilizados espaçadores para garantir o cobrimento correto para a armadura longitudinal, conforme a Figura 4.10.



**Figura 4.10 - Detalhe dos espaçadores utilizados: a) Espaçadores na vertical e na horizontal; b) Modo de fixação dos espaçadores.**

Com tudo na posição correta, foram feitos pontos de solda para juntar os estribos aos vergalhões longitudinais, uma vez que não havia espaço para amarrá-los, garantindo que a posição correta fosse mantida durante a concretagem, conforme mostrado na Figura 4.11.



**Figura 4.11 - Pilares armados: a) visão interna da armadura; b) visão geral da armadura.**

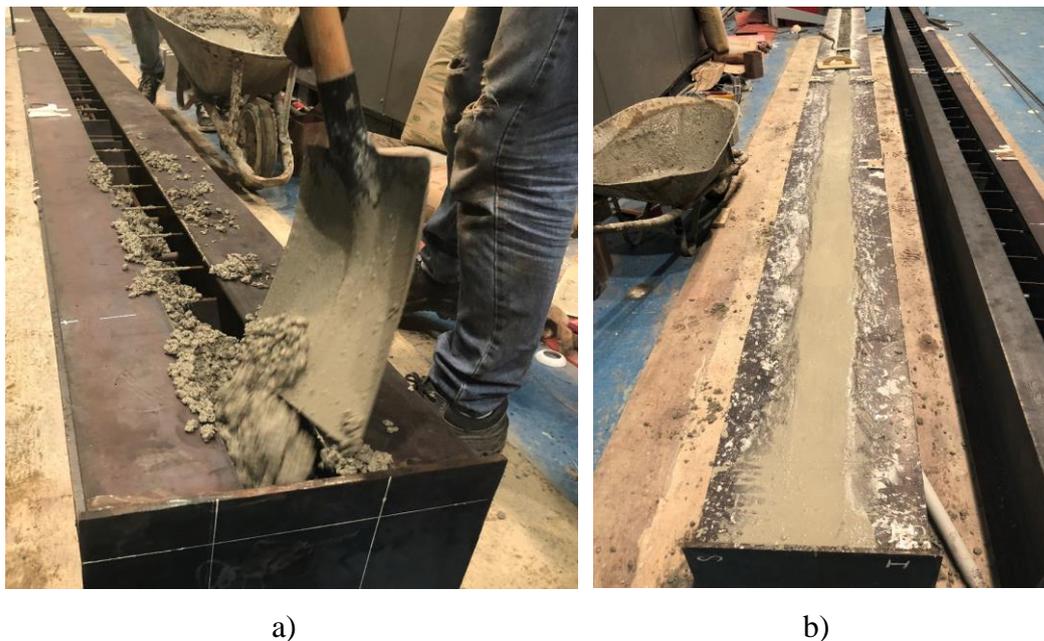
### 4.3.3. Concreto

Com os pilares armados, restou apenas a etapa de concretagem. Para esta etapa, determinou-se o traço a ser utilizado para produzir um concreto com 30 MPa de resistência característica. Foram moldados vários corpos de prova para definir a

quantidade de super plastificante a ser utilizada para garantir uma boa trabalhabilidade, uma vez que era necessário que o concreto conseguisse ocupar todos os espaços das estruturas, inclusive os espaços gerados pelos conectores.

A concretagem foi executada com o auxílio de uma betoneira, carrinho de mão, pá, vibrador de imersão para adensar o concreto e colher de pedreiro.

As Figuras 4.12a e 4.12b mostram o momento da concretagem dos pilares.



**Figura 4.12 - Concretagem dos pilares: a) concreto sendo despejado; b) fim da primeira betonada.**

#### **4.4. Parâmetros de projeto**

##### **4.4.1. Aço**

O aço utilizado nos pilares mistos PM-1 e PM-2 foi o ASTM A572 Grau 50. Não foram realizados ensaios de caracterização visando determinar as propriedades mecânicas de resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e resistência à ruptura ( $f_u$ ). Por este motivo, serão utilizados os valores nominais mínimos de  $f_y$  e  $f_u$ , conforme as especificações da ASTM, fornecidos pela ABNT NBR 8800:2008 [1] em sua Tabela A.2 nas análises realizadas nesta pesquisa. Portanto, serão adotados os valores 345 MPa para a resistência ao escoamento, e 450 MPa para a resistência à ruptura.

Para as armaduras longitudinais e estribos foi utilizado o aço CA-50, cujas características mecânicas foram obtidas na norma ABNT NBR 7480:2007 [17]. Foi

adotado o valor de 500 MPa para a resistência característica ao escoamento destes elementos.

#### 4.4.2. Concreto

Para a determinação da resistência à compressão do concreto foi utilizada a máquina universal de ensaios (Controls), seguindo as especificações descritas na norma ABNT NBR 5739:2007 [18].

Foram moldados 15 corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm, seguindo as especificações da ABNT NBR 5738:2015 [19], para serem rompidos no dia do ensaio de ruptura das vigas PM-1 e PM-2. A Figura 4.13 mostra o rompimento de um dos corpos de prova ensaiados, com detalhes do gráfico sendo produzido pelo equipamento de aquisição de dados e também do posicionamento do corpo de prova na máquina.



Figura 4.13 - Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto.

A partir do ensaio de caracterização dos corpos de prova cilíndricos obtiveram-se os valores mostrados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Caracterização do concreto.

Nº CP's	$f_{cm}$ MPa	Sd	$f_{ckest}$ MPa	$E_{ci}$ MPa
15	31,6	2,09	28,15	29,7

O módulo de elasticidade,  $E_{ci}$ , foi determinado conforme a equação  $E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}$ . Na equação,  $\alpha_E$  é o parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade e  $f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto.

#### **4.5. Ensaaios**

Foram realizados um total de oito ensaios, sendo destes, dois nos modelos PA-1 e PA-2 e seis nos PM-1 e PM-2. Nos modelos PA-1 e PA-2, realizou-se apenas um ensaio em regime elástico com carregamento estático para determinar a rigidez dos modelos. Nos pilares PM-1 e PM-2, além do mesmo ensaio realizado nos modelos de aço, realizou-se ainda um ensaio cíclico, para que houvesse acomodação da estrutura. Depois de realizar todos estes ensaios, realizou-se o ensaio de carga para o estado limite último pós ciclagem, para verificar mais detalhes do comportamento dos pilares.

Os detalhes dos ensaios realizados, como distâncias de aplicação, vão útil, dentre outras características serão descritos durante este capítulo.

##### **4.5.1. Elástico**

Os pilares PA-1, PA-2, PM-1 e PM-2 foram todos submetidos a um ensaio de flexão em regime elástico. Este ensaio teve como principal objetivo determinar a rigidez dos modelos ensaiados, tentar entender a respeito do comportamento das estruturas, e para os pilares PM-1 e PM-2, determinar se a instrumentação estava funcionando corretamente.

Para os pilares PM-1 e PM-2 foram realizados dois ensaios em regime elástico para cada. Um com uma carga mais baixa, para verificar a instrumentação, e outro para determinar a rigidez e verificar se o comportamento era condizente com o esperado a partir da análise teórica da estrutura.

Os ensaios foram executados utilizando controle de deslocamento, com uma velocidade de 0,3 mm/min durante todo o ensaio.

#### **4.5.2. Cíclico**

Após realizar os ensaios em regime elástico deu-se início ao ensaio cíclico nos pilares PM-1 e PM-2. Este ensaio teve como principais objetivos promover a acomodação dos apoios, da armadura e do concreto no interior da peça, deixando a estrutura mais próxima do seu comportamento real. O ensaio cíclico contou com controle por carga, sendo que este carregamento foi determinado tendo-se como base os cálculos teóricos de resistência da estrutura.

Para a realização do ensaio foi utilizada uma frequência de ciclagem de 1 Hz, e foram efetuados um total de 10000 ciclos em cada um dos ensaios.

#### **4.5.3. Ensaio de carga para o estado limite último**

Com todos os ensaios anteriores executados, realizou-se o ensaio de carga para o estado limite último dos pilares PM-1 e PM-2. Este ensaio teve como principais objetivos determinar o comportamento dos modelos até que fosse atingido o estado limite último, verificar as regiões mais solicitadas e também determinar a carga última suportada pelos modelos estudados.

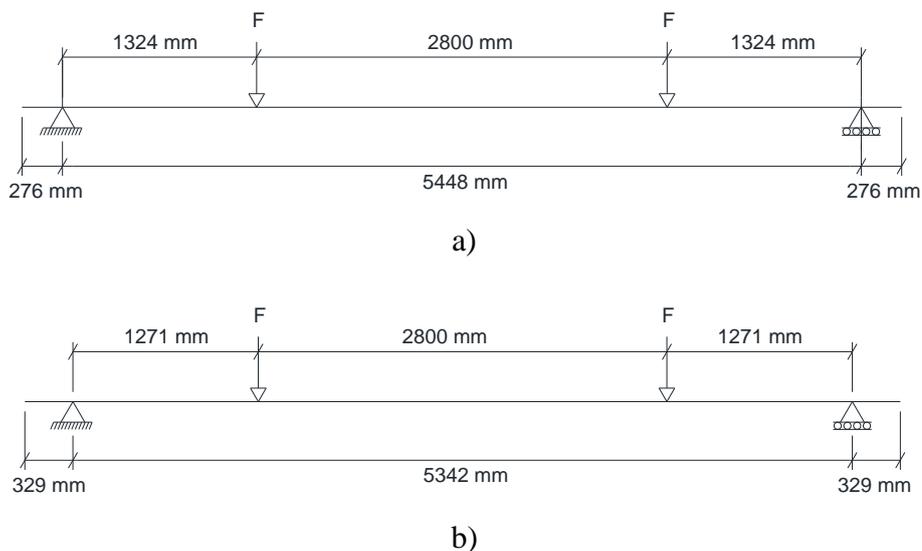
#### **4.5.4. Sistema de ensaio**

O sistema utilizado para o ensaio dos pilares PA-1 e PA-2 foi o mesmo. Os dois pilares contaram com o mesmo sistema de distribuição de carga, e estavam apoiados na mesma posição.

Os dois apoios foram posicionados de modo que os pilares ficassem apoiados na região dos conectores mais próximos às extremidades. Uma vez que os modelos seriam apoiados nas almas, desejava-se evitar que ocorresse flambagem local, e por este motivo tomou-se a decisão de apoiar os pilares conforme dito anteriormente.

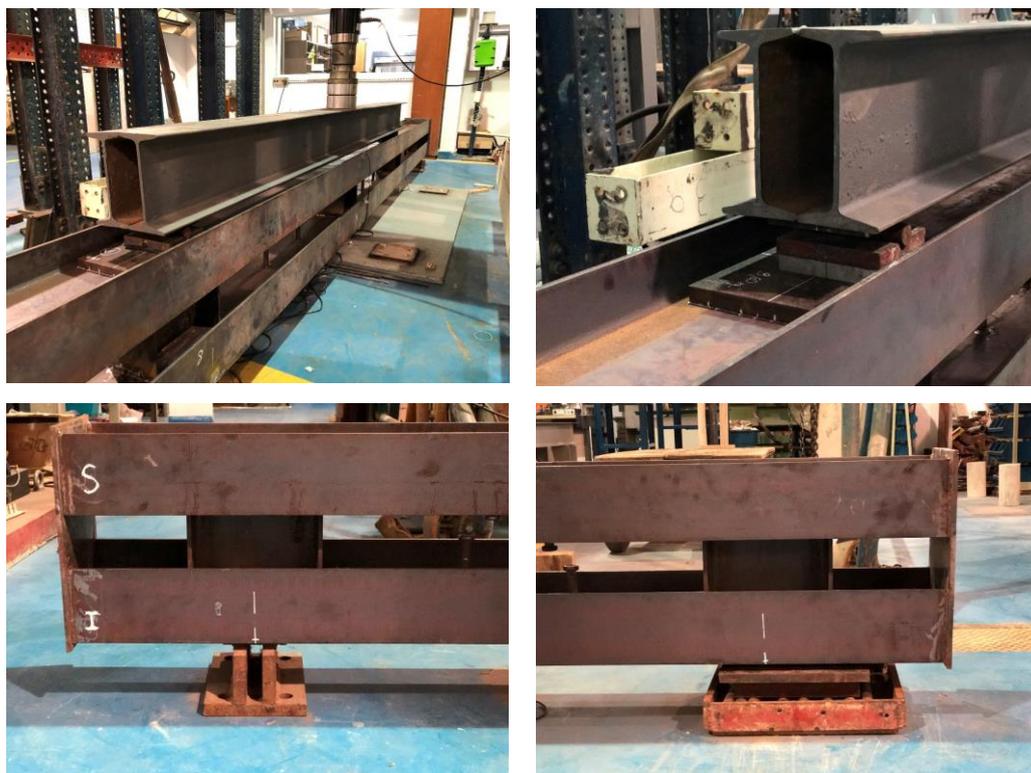
O mesmo critério foi adotado para determinar onde seriam os dois pontos de aplicação de carga, portanto, decidiu-se pela aplicação na região dos conectores localizados entre os da extremidade e o central.

As posições dos apoios e dos pontos de aplicação de carga são apresentadas na Figura 4.14.



**Figura 4.14 - Esquema de ensaio dos pilares a) PA-1 e b) PA-2.**

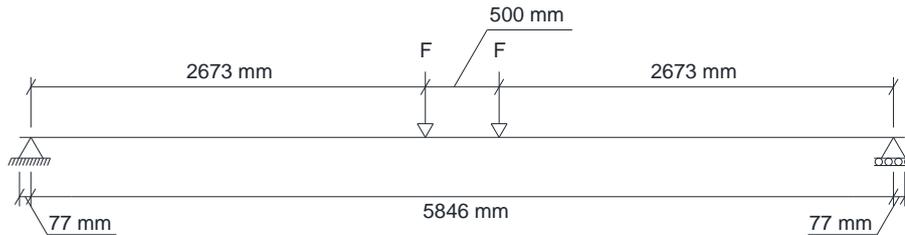
O sistema de distribuição de carga utilizado nos ensaios de PA-1 e PA-2 e a posição dos apoios podem ser vistos na Figura 4.15.



**Figura 4.15 - Sistema de distribuição de carga e apoios dos pilares PA-1 e PA-2.**

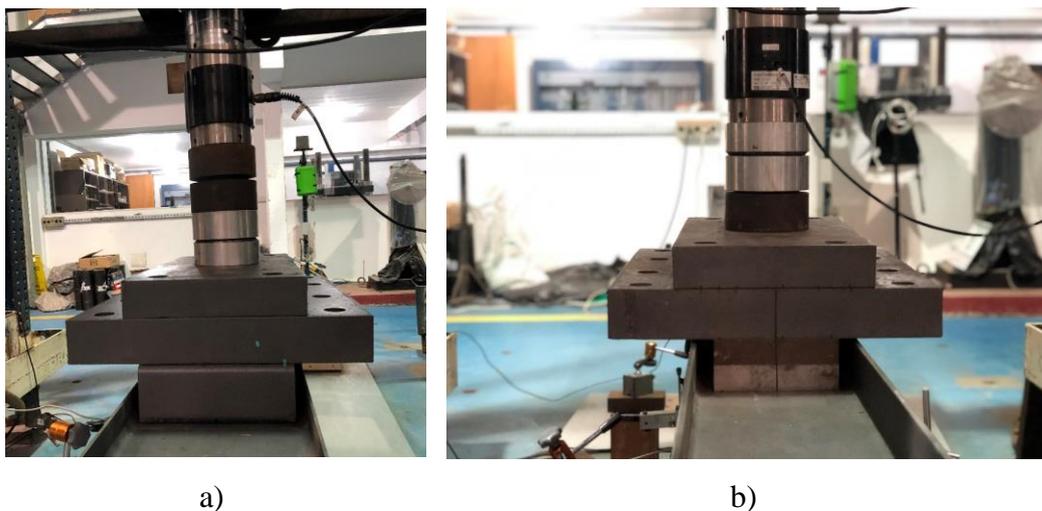
Para os pilares PM-1 e PM-2 foi utilizado um sistema de ensaio diferente. Uma vez que estes modelos possuíam concreto entre os perfis de aço, não havia mais o problema de flambagem local da alma do perfil metálico. Este fator possibilitou utilizar o maior vão possível para o ensaio, já que os apoios foram posicionados o mais próximo possível da extremidade do pilar.

As posições dos apoios e dos pontos de aplicação de carga são apresentadas na Figura 4.16.



**Figura 4.16 - Esquema de ensaio dos pilares PM-1 e PM-2.**

O sistema de distribuição de carga utilizado precisou ser modificado, uma vez que a viga de distribuição utilizada nos ensaios dos pilares PA-1 e PA-2 não seria capaz de resistir à carga de ruptura prevista dos pilares PM-1 e PM-2. O novo sistema era composto por duas placas de aço com dimensões de 580x500x75 e 580x305x65 (dimensões de comprimento, largura e espessura em milímetros), por pequenos blocos de aço e também por uma rótula para garantir que o carregamento fosse aplicado sempre na vertical, como pode ser visto na Figura 4.17.



**Figura 4.17 - Sistema de distribuição de carga dos pilares a) PM-1 e b) PM-2.**

#### 4.5.5. Instrumentação

Para realizar a aquisição de dados foram usados um total de quatro transdutores de deslocamento e 22 extensômetros. Os LVDTs tinham por objetivo determinar o deslocamento nos pontos de interesse para que pudesse ser avaliado o comportamento carga x deslocamento e momento x deslocamento da estrutura, assim como tornar possível mensurar a rigidez do sistema. Foram posicionados dois LVDTs no meio da estrutura, um de cada lado, e dois nas posições de  $L/3$  e  $2L/3$  do pilar, ou seja, a uma distância de 1000 mm em relação ao transdutor central.

Na Figura 4.18 é possível ver os transdutores de deslocamento posicionados no modelo estudado.

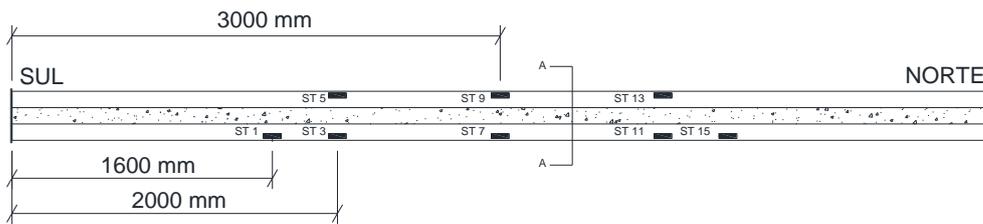


**Figura 4.18 - Transdutores de deslocamento posicionados.**

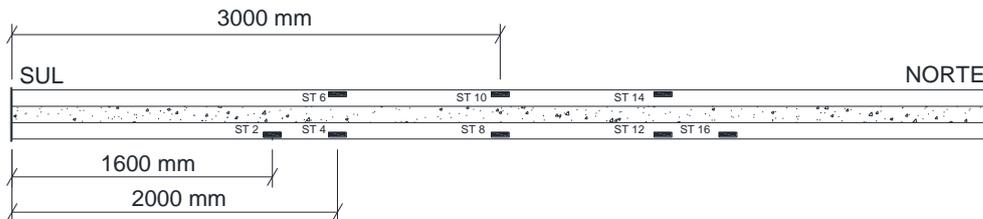
O objetivo dos extensômetros foi avaliar o nível de deformação nas regiões instrumentadas para, deste modo, determinar se houve plastificação dos elementos instrumentados e em quais lugares a estrutura foi mais solicitada.

A Figura 4.19 mostra a posição dos extensômetros nos pilares, assim como uma convenção para os nomes das duas extremidades e dos dois lados dos pilares.

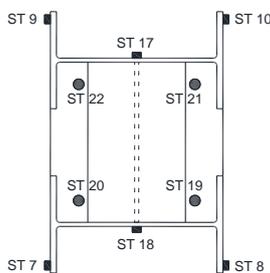
Lado A dos pilares



Lado B dos pilares



CORTE A-A - Região central



**Figura 4.19 - Posição dos extensômetros.**

É possível perceber na Figura 4.19 que se convencionou que as extremidades foram chamadas pelos nomes de norte e sul, sendo que, pela figura, a norte é a extremidade com o apoio móvel e a sul a com o apoio fixo. Ao olhar o lado A do pilar de frente, tem-se o apoio fixo no lado esquerdo e o móvel no lado direito, já ao olhar para o lado B, tem-se o apoio fixo no lado direito e o móvel no lado esquerdo.

A Figura 4.20 mostra como foram posicionados os extensômetros nos perfis metálicos.



**Figura 4.20 - Extensômetro posicionado na mesa do perfil de aço.**

## 5 Resultados Teóricos

Neste capítulo serão apresentados os resultados teóricos para os pilares PM-1 e PM-2. Será abordada a resistência à flexão, a carga correspondente à capacidade última à flexão, a flecha teórica, assim como uma análise teórica do comportamento à flexo-compressão dos pilares estudados.

Para realizar as comparações com os resultados experimentais, os coeficientes de ponderação das resistências do aço ( $\gamma_a$ ), do concreto ( $\gamma_c$ ) e da armadura ( $\gamma_s$ ) no Estado Limite Último (ELU) foram todos fixados em 1,0.

A Tabela 5.1 mostra algumas das propriedades dos pilares estudados.

**Tabela 5.1 - Propriedades dos pilares PM-1 e PM-2.**

<b>Pilar</b>	<b>A<sub>a</sub></b> <b>mm<sup>2</sup></b>	<b>A<sub>c</sub></b> <b>mm<sup>2</sup></b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>mm<sup>2</sup></b>	<b>I<sub>a</sub></b> <b>mm<sup>4</sup></b>	<b>I<sub>c</sub></b> <b>mm<sup>4</sup></b>	<b>I<sub>s</sub></b> <b>mm<sup>4</sup></b>
PM-1	5277,12	57763,19	804,25	5,59x10 <sup>7</sup>	1,81x10 <sup>8</sup>	3,46x10 <sup>6</sup>
PM-2	8239,96	58801,77	804,25	1,35x10 <sup>8</sup>	2,72x10 <sup>8</sup>	6,16x10 <sup>6</sup>

Na tabela acima, A<sub>a</sub>, A<sub>c</sub> e A<sub>s</sub> correspondem, respectivamente, às áreas da seção transversal do aço, do concreto e da armadura. I<sub>ay</sub>, I<sub>cy</sub> e I<sub>sy</sub> correspondem aos momentos de inércia em relação ao eixo múltiplo.

A Tabela 5.2 mostra algumas propriedades dos materiais utilizados nas estruturas.

**Tabela 5.2 - Propriedades dos materiais.**

<b>E<sub>c</sub></b> <b>MPa</b>	<b>E<sub>s</sub></b> <b>GPa</b>	<b>f<sub>ck</sub></b> <b>MPa</b>	<b>f<sub>y</sub></b> <b>MPa</b>	<b>f<sub>s</sub></b> <b>MPa</b>
29,7	200	28,15	345	500

Na tabela acima, E<sub>c</sub> corresponde ao módulo de elasticidade do concreto, obtido a partir do ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, conforme a Seção 4.4.2. E<sub>s</sub> corresponde ao módulo de elasticidade do aço, obtido na ABNT

NBR 8800:2008 [1]. O  $f_{ck}$ ,  $f_y$  e  $f_s$  correspondem, respectivamente, à resistência característica do concreto à compressão, à resistência ao escoamento do aço e à resistência ao escoamento do aço da armadura.

Para facilitar a visualização, os resultados teóricos de cada pilar serão mostrados separadamente.

## 5.1. PM-1

A Tabela 5.3 mostra as características geométricas do pilar.

Tabela 5.3 - Características geométricas de PM-1.

Perfil	d mm	h mm	b <sub>f</sub> Mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	d <sub>c</sub> mm
PM-1	303,0	291,6	101,0	5,1	5,7	101,0

### 5.1.1. Posição da linha neutra plástica

Para determinar a posição da LNP no eixo múltiplo foram verificadas as equações de 37 a 41. A partir das equações, obteve-se o seguinte resultado.

A posição da LNP é  $h_n = 55,79 \text{ mm}$ .

### 5.1.2. Módulos de resistência plásticos

Para determinar os módulos de resistência plásticos foram utilizadas as equações descritas no capítulo 3. Abaixo, pode-se ver o valor de cada um dos módulos com as respectivas equações.

a.1) Módulo de resistência plástico do aço ( $Z_a$ )

$$Z_a = 2b_f t_f d_c + (d - 2t_f) t_w d_c$$

$$Z_a = 532989,12 \text{ mm}^3$$

a.2) Módulo de resistência plástico do concreto ( $Z_c$ )

$$Z_c = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{(d_c - b_f)^2 t_f}{2} - Z_s$$

$$Z_c = 2802739,41 \text{ mm}^3$$

a.3) Módulo de resistência plástica da armadura ( $Z_s$ )

$$Z_s = A_s \left( \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Z_s = 52638,01 \text{ mm}^3$$

### 5.1.3.

#### Momento fletor máximo resistente de plastificação

Para determinar o momento esperado no ensaio experimental, utilizou-se a equação abaixo.

$$M_{\max,pl,R} = f_y Z_a + 0,5 f_{ck} Z_c + f_s Z_s$$

$$M_{\max,pl,R} = 249,65 \text{ kN.m}$$

### 5.1.4.

#### Carga correspondente à capacidade última à flexão

A partir do momento fletor máximo resistente de plastificação e do diagrama de momento fletor (DMF), calcula-se a carga correspondente à capacidade última à flexão ( $P_u$ ).

A Figura 5.1 apresenta um esquema do DMF com as medidas de cada trecho da configuração do ensaio experimental.

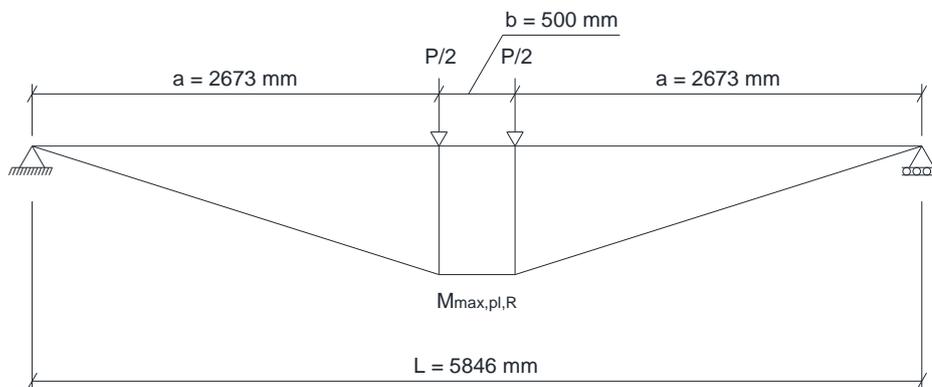


Figura 5.1 - DMF do PM-1.

$$P_u = \frac{2 M_{\max,pl,R}}{a}$$

$$P_u = 186,79 \text{ kN}$$

### 5.1.5. Flecha teórica máxima

Para o cálculo da flecha teórica máxima, utilizou-se a equação a seguir

$$\delta_{\max} = \frac{Fa(3L^2 - 4a^2)}{24EI_y} = 58,53 \text{ mm}$$

Na equação acima  $F=P_u/2$  e  $EI_y=1,31 \times 10^{10} \text{ kN.mm}^2$ .

### 5.1.6. Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento teóricos

Utilizando-se os valores obtidos anteriormente, plotaram-se os gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento teóricos do pilar PM-1, mostrados na Figura 5.2.

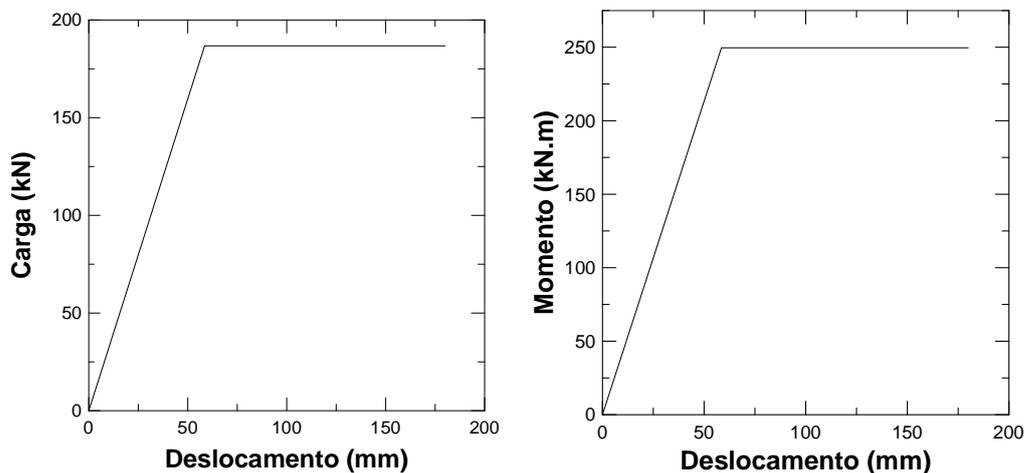


Figura 5.2 – Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento do pilar PM-1.

### 5.1.7. Diagrama de interação N-M de resistência da seção

O diagrama de interação será determinado conforme os detalhes definidos pelo Eurocode 4 [2].

Portanto, têm-se o seguinte:

- **Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total:**

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = 2972,33 \text{ kN}$$

- **Momento fletor resistente de plastificação de cálculo:**

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

$$M_{pl,Rd} = 185,15 \text{ kN.m}$$

- **Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo:**

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

$$M_{\max,pl,Rd} = 214,00 \text{ kN.m}$$

Os valores dos esforços normais do ponto C, dado por  $A_c f_{cd1}$ , e do ponto D, por  $0,5 A_c f_{cd1}$ , são ,respectivamente,  $967,56 \text{ kN}$  e  $483,78 \text{ kN}$  .

A Tabela 5.4 mostra os valores acima atribuídos a cada um dos pontos da curva.

**Tabela 5.4 - Pontos do diagrama N-M de resistência da seção do pilar PM-1.**

Pontos	Esforço normal	Momento fletor
	kN	kN.m
Ponto A	2972,33	0
Ponto B	0	185,15
Ponto C	967,56	185,15
Ponto D	483,78	214,00

Além destes valores, foi utilizado também um ponto E para auxiliar na curva N-M, com  $N=2629,80 \text{ kN}$  e  $M=43,94 \text{ kN.m}$ .

A partir destes valores, gera-se a curva N-M de resistência da seção do pilar PM-1, conforme pode ser visto na Figura 5.3.

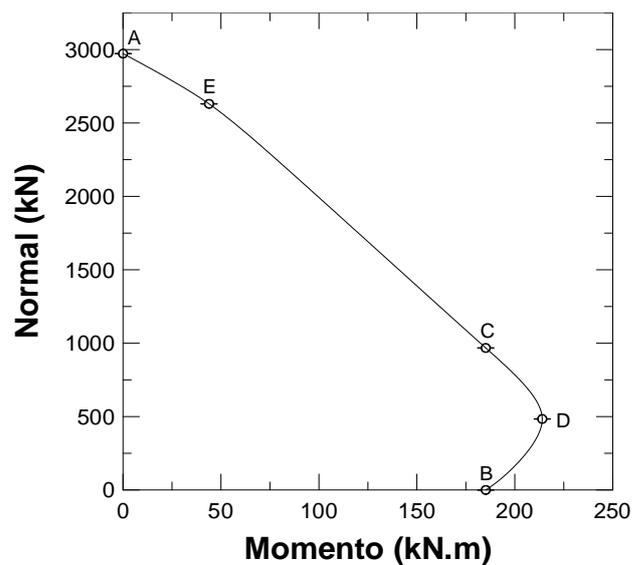


Figura 5.3 - Curva N-M de resistência da seção do PM-1.

## 5.2. PM-2

A Tabela 5.5 mostra as características geométricas do pilar.

Tabela 5.5 - Características geométricas de PM-2

Perfil	d mm	h mm	b <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>r</sub> mm	d <sub>c</sub> mm
PM-1	258,0	239,8	146,0	6,1	9,1	101,0

### 5.2.1. Posição da linha neutra plástica

Para determinar a posição da LNP no eixo múltiplo foram verificadas as equações de 37 a 41. A partir das equações, obteve-se o seguinte resultado.

A LNP está localizada na linha da mesa do perfil de aço e abaixo da armadura, ou seja, no caso b.4). A posição da LNP é  $h_n = 68,54 \text{ mm}$ .

### 5.2.2. Módulos de resistência plásticos

Para determinar os módulos de resistência plásticos foram utilizadas as equações descritas no capítulo 3. Abaixo, pode-se ver o valor de cada um dos módulos com as respectivas equações.

a.1) Módulo de resistência plástico do aço ( $Z_a$ )

$$Z_a = 2b_f t_f d_c + (d - 2t_f) t_w d_c$$

$$Z_a = 1017635,06 \text{ mm}^3$$

a.2) Módulo de resistência plástico do concreto ( $Z_c$ )

$$Z_c = \frac{(d - 2t_f)(d_c - t_w)^2}{4} + \frac{(d_c - b_f)^2 t_f}{2} - Z_s$$

$$Z_c = 3455150,05 \text{ mm}^3$$

a.3) Módulo de resistência plástico da armadura ( $Z_s$ )

$$Z_s = A_s \left( \frac{d_c}{2} - \frac{t_w}{2} - c - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$Z_s = 70331,46 \text{ mm}^3$$

### 5.2.3. Momento fletor máximo resistente de plastificação

Para determinar o momento esperado no ensaio experimental, utilizou-se a equação abaixo.

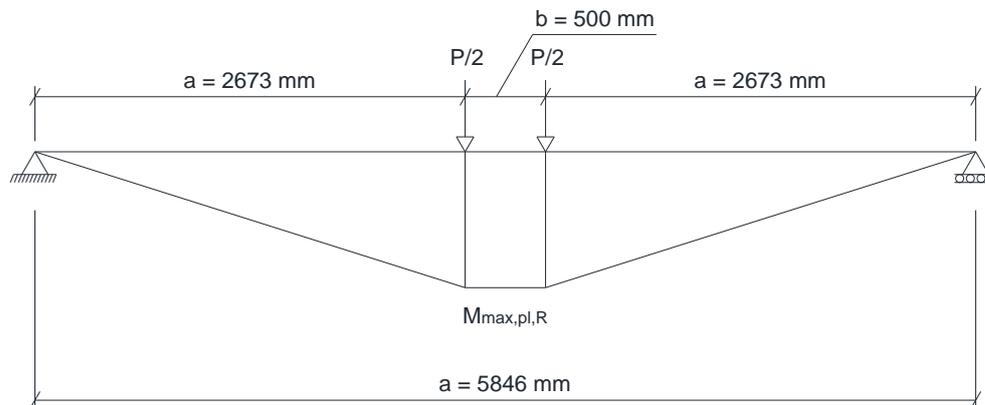
$$M_{\max,pl,R} = f_y Z_a + 0,5 f_{ck} Z_c + f_s Z_s$$

$$M_{\max,pl,R} = 434,88 \text{ kN.m}$$

### 5.2.4. Carga correspondente à capacidade última à flexão

A partir do momento fletor máximo resistente de plastificação e do diagrama de momento fletor (DMF), calcula-se a carga correspondente à capacidade última à flexão ( $P_u$ ).

A Figura 5.4 apresenta um esquema do DMF com as medidas de cada trecho da configuração do ensaio experimental.



**Figura 5.4 - DMF do PM-2.**

$$P_u = \frac{2 M_{\max,pl,R}}{a} = 325,39 \text{ kN}$$

### 5.2.5. Flecha teórica máxima

Para o cálculo da flecha teórica máxima, utilizou-se a equação a seguir

$$\delta_{\max} = \frac{Fa(3L^2 - 4a^2)}{24EI_y} = 44,38 \text{ mm}$$

Na equação acima  $F=P_u/2$  e  $EI_y=3,02 \times 10^{10} \text{ kN}\cdot\text{mm}^2$ .

### 5.2.6. Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento teóricos

Utilizando-se os valores obtidos anteriormente, plotaram-se os gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento teóricos do pilar PM-2, mostrado na Figura 5.5.

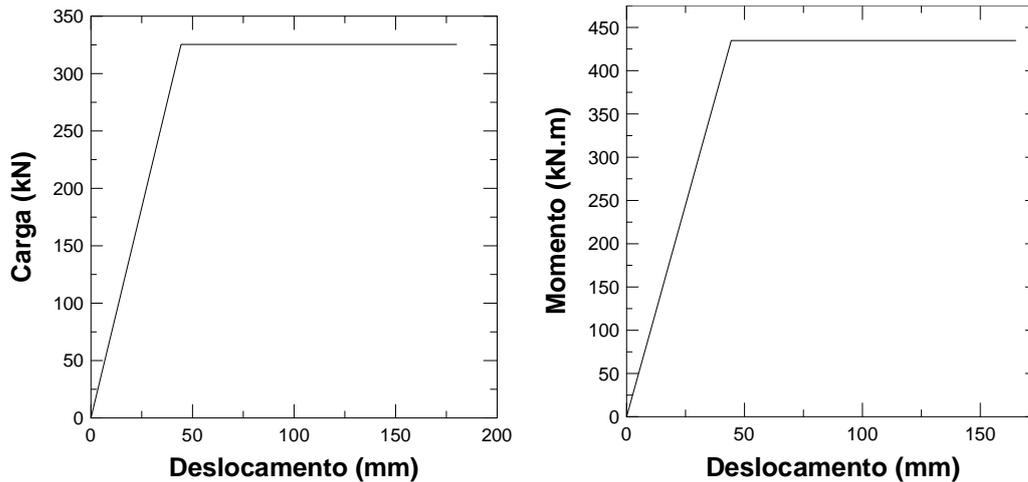


Figura 5.5 – Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento do pilar PM-2.

### 5.2.7.

#### Diagrama de interação N-M de resistência da seção

O diagrama de interação será determinado conforme os detalhes definidos pelo Eurocode 4.

Portanto, têm-se o seguinte:

- **Força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total:**

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = 3907,59 \text{ kN}$$

- **Momento fletor resistente de plastificação de cálculo:**

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

$$M_{pl,Rd} = 357,00 \text{ kN.m}$$

- **Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo:**

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

$$M_{\max,pl,Rd} = 379,27 \text{ kN.m}$$

Os valores dos esforços normais do ponto C, dado por  $A_c f_{cd1}$ , e do ponto D, por  $0,5 A_c f_{cd1}$ , são, respectivamente, 973,57 kN e 486,78 kN.

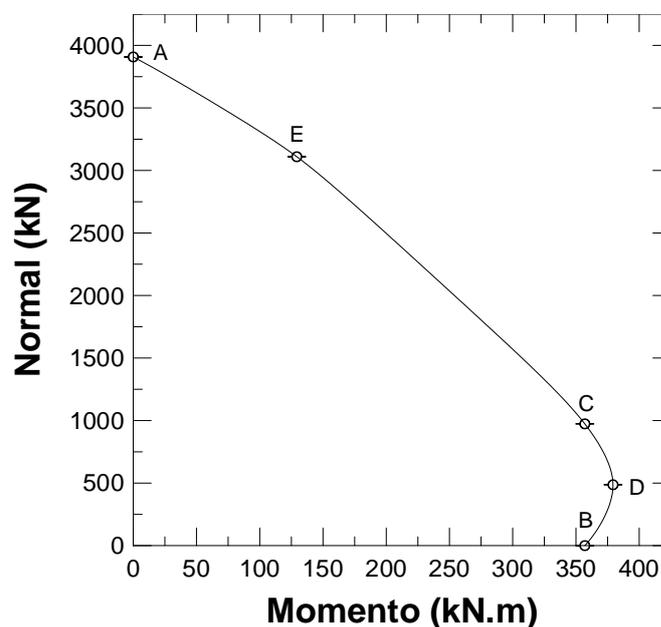
A Tabela 5.6 mostra os valores anteriores atribuídos a cada um dos pontos da curva.

**Tabela 5.6 - Pontos do diagrama N-M de resistência da seção do pilar PM-1.**

<b>Pontos</b>	<b>Esforço normal</b>	<b>Momento fletor</b>
	<b>kN</b>	<b>kN.m</b>
Ponto A	3907,59	0
Ponto B	0	357,00
Ponto C	973,57	357,00
Ponto D	486,78	379,27

Além destes valores, foi utilizado também um ponto E para auxiliar na curva N-M, com  $N=3109,59$  kN e  $M=129,31$  kN.m.

A partir destes valores, gera-se a curva N-M de resistência da seção do pilar PM-2, conforme pode ser visto na Figura 5.6.



**Figura 5.6 - Curva N-M de resistência da seção do PM-2.**

## **6**

# **Resultados experimentais**

### **6.1.**

#### **Introdução**

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos em todos os ensaios experimentais realizados nos pilares PA-1, PA-2, PM-1 e PM-2.

Os gráficos Carga x Deslocamento mostram os resultados obtidos devido apenas ao carregamento fornecido pelo atuador, ou seja, não é considerado o deslocamento e nem o carregamento devido ao peso próprio da estrutura e dos aparelhos de apoio. Já os gráficos Momento x Deslocamento fornecem os resultados considerando também o carregamento e o deslocamento devidos ao peso próprio da estrutura e dos aparelhos de apoio.

### **6.2.**

#### **PA-1**

#### **6.2.1.**

##### **Ensaio em regime elástico**

Conforme o que já havia sido dito no Capítulo 4, o pilar de aço PA-1 foi submetido a um ensaio de flexão, visando determinar sua rigidez, e também para tentar ter uma ideia inicial de como iriam funcionar os modelos PM-1 e PM-2 após realizar a concretagem.

Foi realizado então um ensaio até um carregamento de 4,48 kN, que corresponde à uma carga que mantém a estrutura em regime elástico, de acordo com uma modelagem simples realizada no Software Abaqus, e depois foi realizado o descarregamento da estrutura. Na Figura 6.1, o LVDT 1 é o que está posicionado no centro da estrutura e os LVDTs 2 e 3 são os que estão posicionados nos pontos de aplicação de carga.

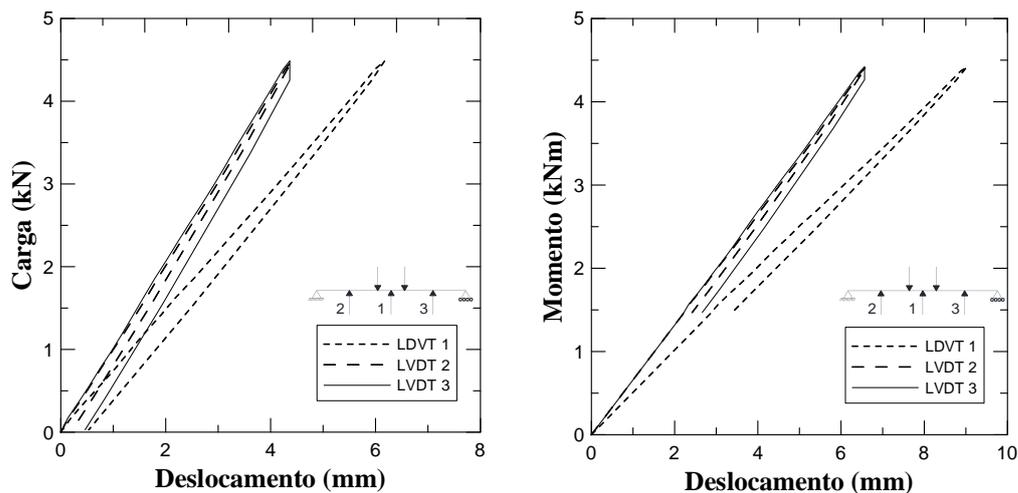


Figura 6.1 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3.

A Tabela 6.1 mostra os deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 durante o ensaio em regime elástico do pilar PA-1.

Tabela 6.1 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio em regime elástico do modelo PA-1.

LVDT	Carga (P) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	4,48	4,42	6,17	9,02
LVDT 2	4,48	4,42	4,41	6,61
LVDT 3	4,48	4,42	4,36	6,57

A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura, obtida por  $EI_y = \frac{Fa(3L^2 - 4a^2)}{24\delta}$ , é de  $EI_y = 1,62 \times 10^9 \text{ kN.mm}^2$ .

### 6.2.2. Deformações e Tensões na estrutura

Pela Lei de Hooke aplicada aos materiais, tem-se que a deformação que gera tensões de 345 MPa no aço A572 Gr 50 é de 1725  $\mu\epsilon$ . As deformações alcançadas no ensaio foram muito inferiores, chegando a valores máximos de aproximadamente 125  $\mu\epsilon$ , conforme pode ser visto na Figura 6.2. Portanto, pelos resultados obtidos pelos extensômetros, é possível notar que não houve plastificação em nenhuma das regiões instrumentadas. Com isto, garantiu-se que não houvessem danos no pilar PA-1, que ainda seria usado para produzir o modelo PM-1.

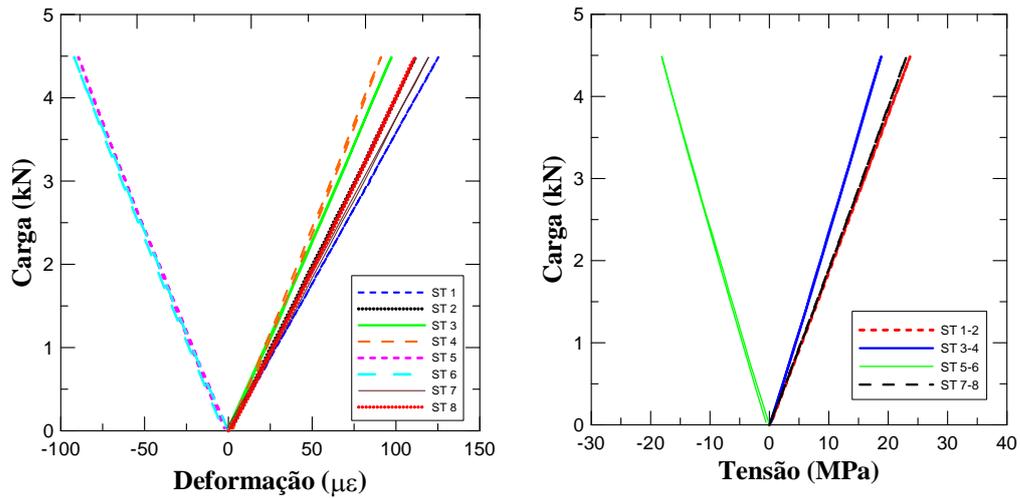


Figura 6.2 – Gráfico carga x deformações do pilar PA-1.

### 6.3. PA-2

#### 6.3.1. Ensaio em regime elástico

Da mesma maneira que foi feito para o modelo PA-1, realizou-se o ensaio de flexão da estrutura com um carregamento máximo de 26,90 kN. A configuração dos LVDTs foi a mesma que a do pilar PA-1.

Na Figura 6.3 pode-se ver os gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para o pilar PA-2.

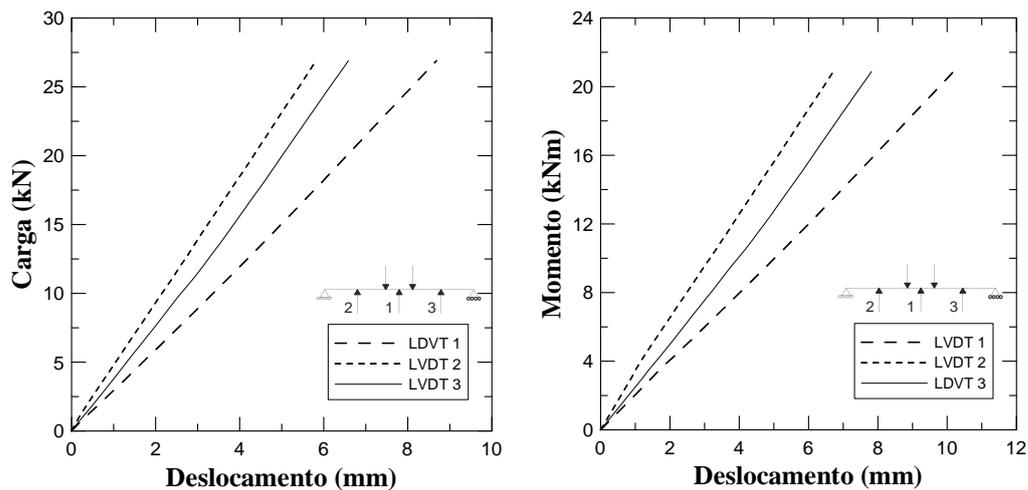


Figura 6.3 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3.

A Tabela 6.2 mostra os deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 durante o ensaio em regime elástico do pilar PA-2.

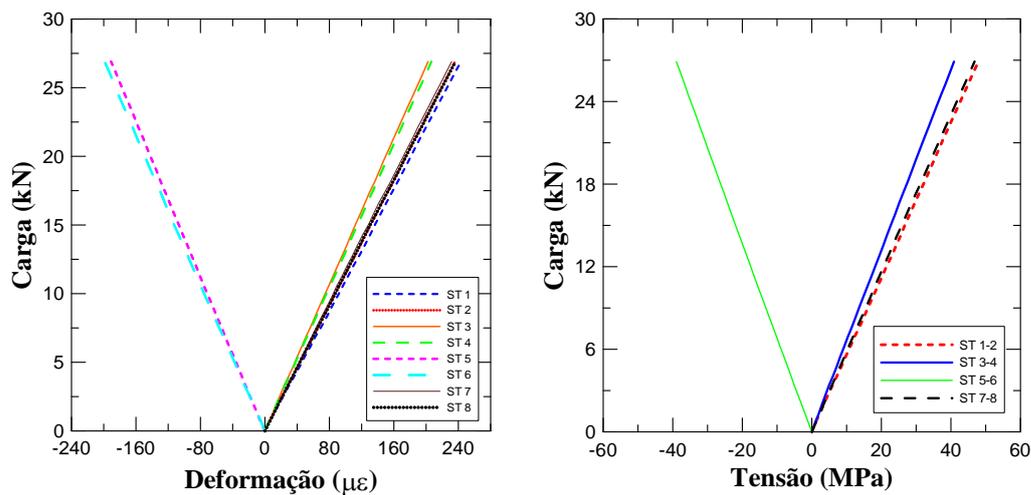
**Tabela 6.2 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio em regime elástico do modelo PA-2.**

LVDT	Carga (P) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	26,90	20,87	8,68	10,18
LVDT 2	26,90	20,87	5,81	6,71
LVDT 3	26,90	20,87	6,58	7,81

A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura é de  $EI_y = 6,49 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$ .

### 6.3.2. Tensões na estrutura

As deformações alcançadas no ensaio chegaram a valores máximos de aproximadamente  $240 \mu\epsilon$ , conforme pode ser visto na Figura 6.4. Portanto, não houve plastificação em nenhuma das regiões instrumentadas, uma vez que as deformações foram menores que  $1725 \mu\epsilon$ . Com isto, garantiu-se que não houvesse danos no pilar PA-2, que ainda seria usado para produzir o modelo PM-2.



**Figura 6.4 - Gráfico carga x deformação do pilar PA-2.**

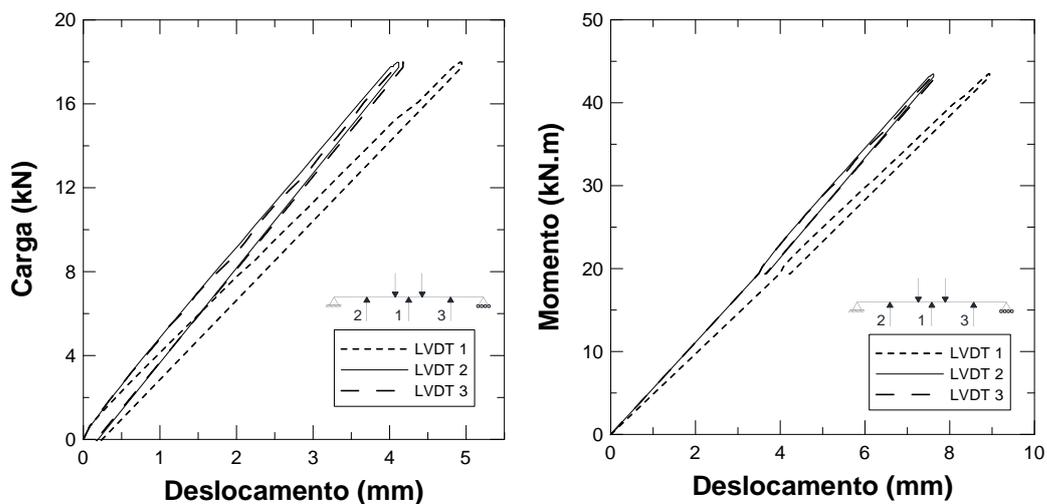
## 6.4. PM-1

Como foi dito anteriormente, no Capítulo 4, o pilar PM-1 foi submetido a um ensaio de flexão pré-ciclagem, um ensaio cíclico e por fim um ensaio de carga para o estado limite último. Nesta seção são expostos os resultados de cada ensaio realizado, assim como os detalhes observados no modelo.

### 6.4.1. Ensaio pré-ciclagem

Primeiro foi efetuado um ensaio até um carregamento de 17,98 kN, correspondente a aproximadamente 10% da carga última teórica do protótipo PM-1, seguido por um descarregamento da estrutura. A taxa de carregamento dos ensaios pré-ciclagem foi de 0,3 mm/min.

Os resultados são expostos na Figura 6.5 através dos gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento.



**Figura 6.5 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3, com 10% da carga última.**

Os deslocamentos máximos obtidos pelos transdutores de deslocamento 1, 2 e 3 podem ser vistos na Tabela 6.3. A tabela ainda apresenta a força máxima fornecida pelo atuador, assim como o momento máximo gerado por esta força.

Tabela 6.3 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio com carga de aproximadamente 10% da carga última teórica.

LVDT	Carga (P) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	17,98	43,48	4,94	8,94
LVDT 2	17,98	43,48	4,12	7,62
LVDT 3	17,98	43,48	4,18	7,68

A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura é de  $EI_y = 1,50 \times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$ .

Depois efetuou-se outro ensaio com um carregamento de 47,94 kN, que corresponde a um carregamento de aproximadamente 25% da carga última teórica. Este ensaio também foi seguido por um descarregamento.

Na Figura 6.6, têm-se os resultados obtidos para cada um dos transdutores de deslocamento utilizados.

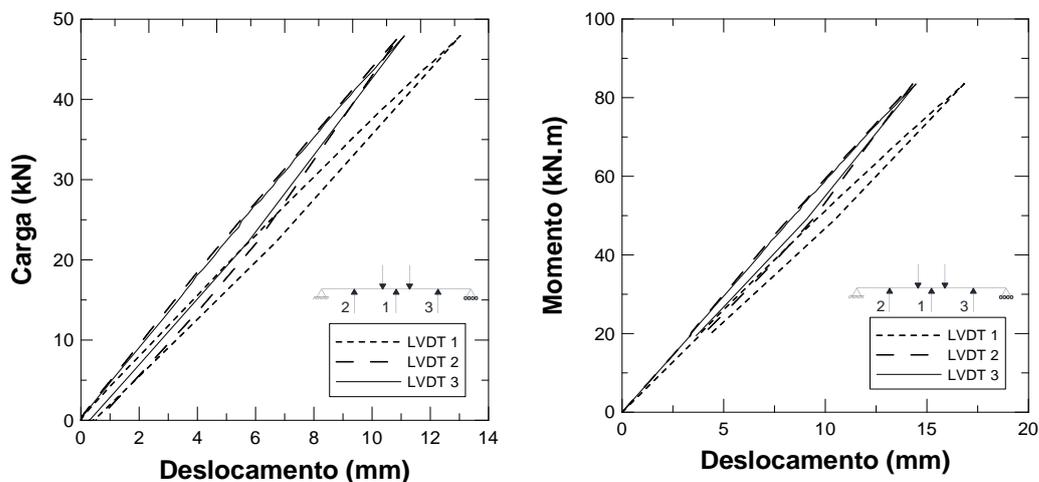


Figura 6.6 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3, com 25% da carga última.

Os deslocamentos máximos obtidos pelos transdutores de deslocamento 1, 2 e 3 podem ser vistos na Tabela 6.4. A tabela ainda apresenta a força máxima fornecida pelo atuador, assim como o momento máximo gerado por esta força.

**Tabela 6.4 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio com carga de aproximadamente 25% da carga última teórica.**

LVDT	Carga (P) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	47,94	83,51	13,03	16,83
LVDT 2	47,94	83,51	10,95	14,30
LVDT 3	47,94	83,51	11,11	14,46

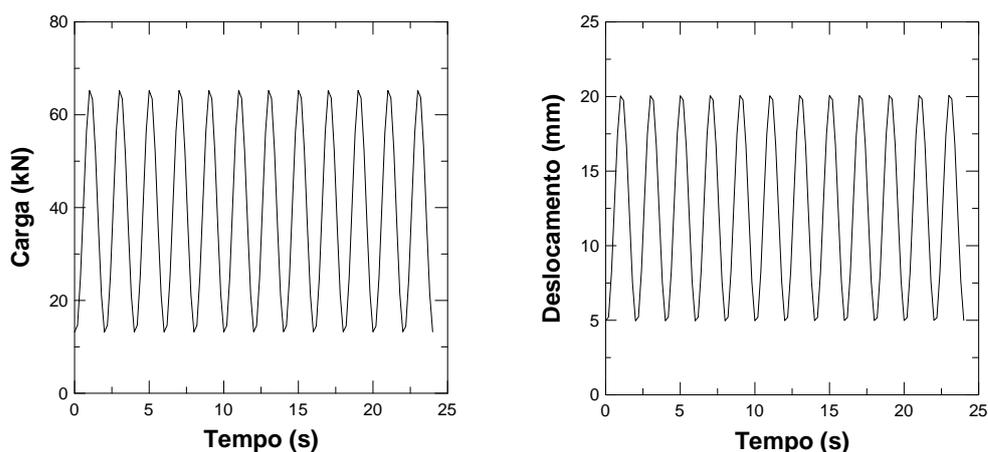
A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura é de  $EI_y = 1,51 \times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$ .

Após a realização dos ensaios pré-ciclagem não foram observados nenhum tipo de detalhe, como fissuras ou flecha residual considerável.

#### 6.4.2. Ensaio cíclico

Após a realização dos ensaios pré-ciclagem foi realizado o ensaio cíclico, conforme o que foi dito no capítulo 4. O objetivo deste ensaio foi promover uma melhor acomodação dos aparelhos de apoio, e também acomodar as partes internas da estrutura, visando deixar o pilar estudado com um comportamento mais próximo ao seu comportamento real.

A Figura 6.7 mostra um trecho do ensaio cíclico com carga variando de 13,2 kN à 65,23 kN, e deslocamento variando de 4,99 mm à 20,07 mm.



**Figura 6.7 - Gráficos do ensaio cíclico do PM-1.**

### 6.4.3. Ensaio de carga para o estado limite último

Após a realização do ensaio cíclico iniciou-se o ensaio de carga para o estado limite último do pilar PM-1. O ensaio foi realizado utilizando controle de deslocamento, com taxa de carregamento de 0,4 mm/min durante a maior parte do ensaio e 0,6 mm/min na etapa final do ensaio. O tempo total de ensaio foi de aproximadamente 7 horas e 50 minutos.

Os resultados obtidos no ensaio podem ser vistos na Figura 6.8 e na Tabela 6.5.

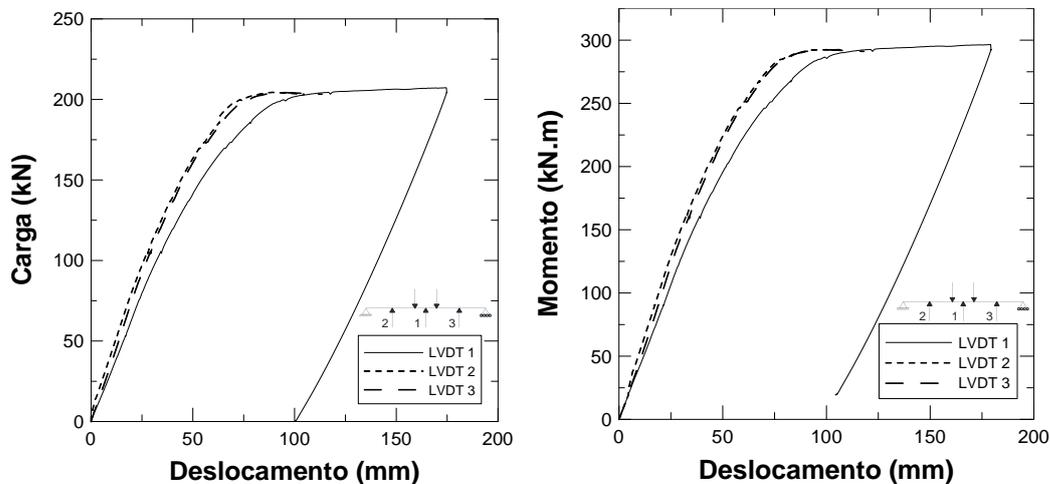


Figura 6.8 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2 e 3 no ensaio de carga para o estado limite último.

Tabela 6.5 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2 e 3 no ensaio de carga para o estado limite último.

LVDT	Carga última ( $P_u$ ) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	207,28	296,47	174,75	179,31
LVDT 2	207,28	296,47	*	*
LVDT 3	207,28	296,47	*	*

A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura, considerando o trecho elástico do ensaio, ou seja, para um carregamento do atuador de 100 kN é de  $EI_y = 1,30 \times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$ .

Como os LVDTs foram retirados antes do momento máximo, para preservar os equipamentos, os deslocamentos máximos na região dos transdutores de deslocamento 2 e 3 não puderam ser determinados, por isso aparecem com um asterisco na Tabela 6.5. O deslocamento na região do LVDT 1 foi assumida como sendo o deslocamento do atuador para a carga máxima aplicada, uma vez que a curva carga x deslocamento do atuador se apresenta praticamente igual à do LVDT 1. Além disso, a curva mostra também o trecho referente à descarga induzida do carregamento.

No modelo PM-1 foi atingido um deslocamento de 179,31 mm que representa o limite  $v\tilde{a}o/32,6$ . Geralmente considera-se que os deslocamentos de elementos fletidos quando superiores a  $v\tilde{a}o/50$  são bastante excessivos. Decidiu-se então interromper a fase de carregamento devido ao fato de que as rotações na região dos apoios estavam elevadas e poderiam ocorrer, a qualquer momento, possíveis instabilidades dos apoios, ver Figuras 6.17 e 6.18.

#### 6.4.4. Tensões na estrutura

Para verificar as tensões que atuaram no pilar fez-se o uso de extensômetros. Os resultados obtidos podem indicar se houve plastificação nos pontos instrumentados, e também auxiliam em análises relacionadas ao comportamento da estrutura.

Determinou-se a deformação correspondente à tensão de escoamento de cada um dos aços utilizados no pilar através da Lei de Hooke aplicada aos materiais ( $\sigma = E \varepsilon$ ), onde  $E=200$  GPa. O aço A572 Gr 50 possui uma resistência ao escoamento de 345 MPa, portanto a deformação correspondente a esta tensão é de 1725  $\mu\varepsilon$ . Já o aço CA-50 possui uma resistência ao escoamento de 500 MPa, e logo uma deformação correspondente de 2500  $\mu\varepsilon$ .

A numeração dos extensômetros utilizada na apresentação dos resultados experimentais segue o que foi definido anteriormente na seção de instrumentação do Capítulo 4.

As Figuras 6.9 e 6.10 apresentam as deformações obtidas em função do carregamento fornecido pelo atuador, das mesas dos perfis metálicos, nas regiões mais próximas às extremidades do pilar.

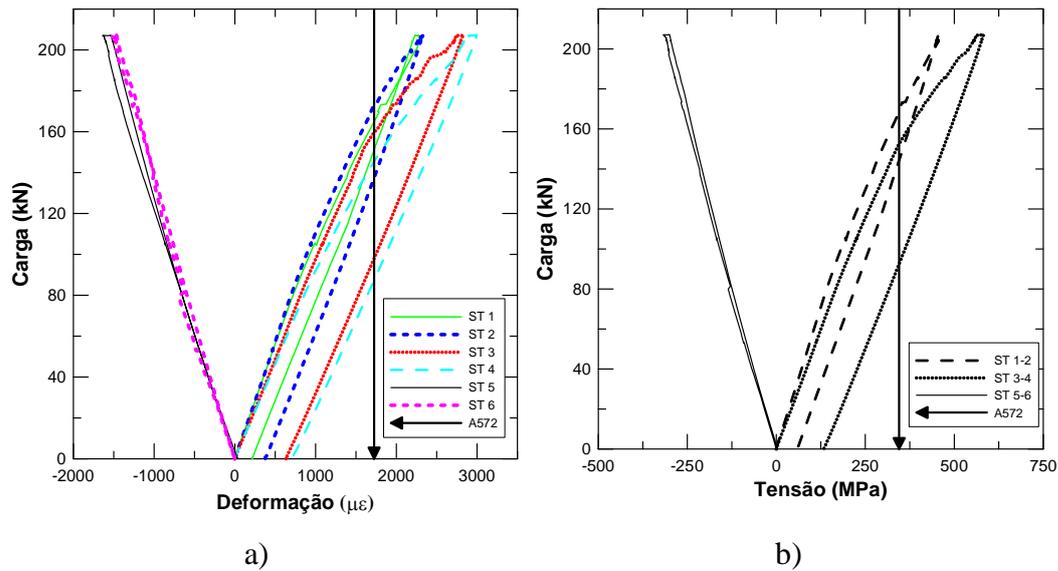


Figura 6.9 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado sul.

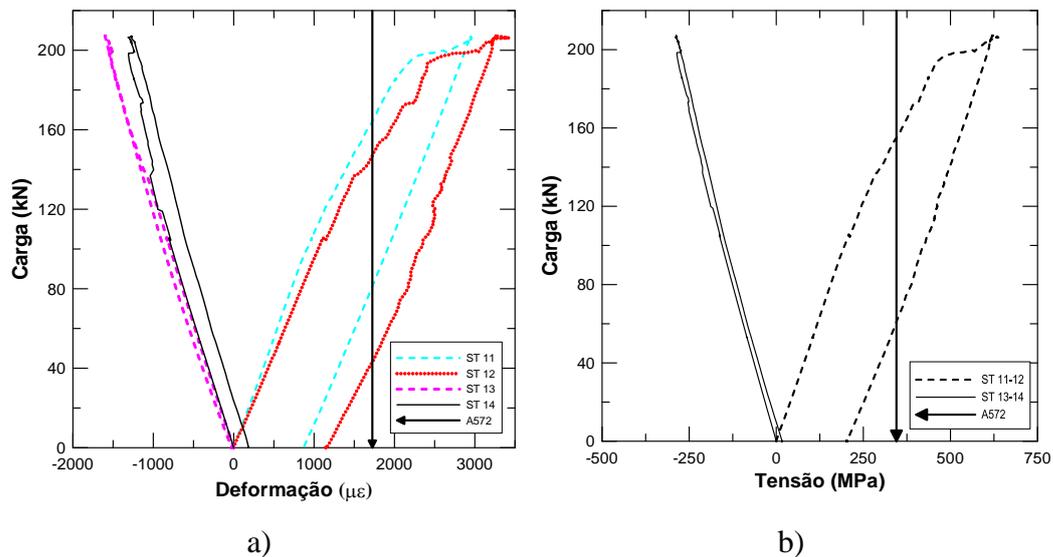


Figura 6.10 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado norte.

A partir dos resultados, pode-se notar que as mesas superiores foram submetidas à esforços de compressão, levando-se em conta as deformações dos extensômetros 5, 6, 13 e 14, e que as mesas superiores foram submetidas à esforços de tração, ao avaliar as deformações de 1, 2, 3, 4, 11, 12.

Além disto, é possível notar que houve plastificação das mesas nas regiões tracionadas instrumentadas, pois foram obtidas tensões superiores à 345 MPa nos gráficos das Figuras 6.9 e 6.10.

Os extensômetros 15 e 16 foram danificados durante os ensaios, por este motivo seus resultados foram omitidos.

A Figura 6.11 apresenta os resultados da região central do pilar.

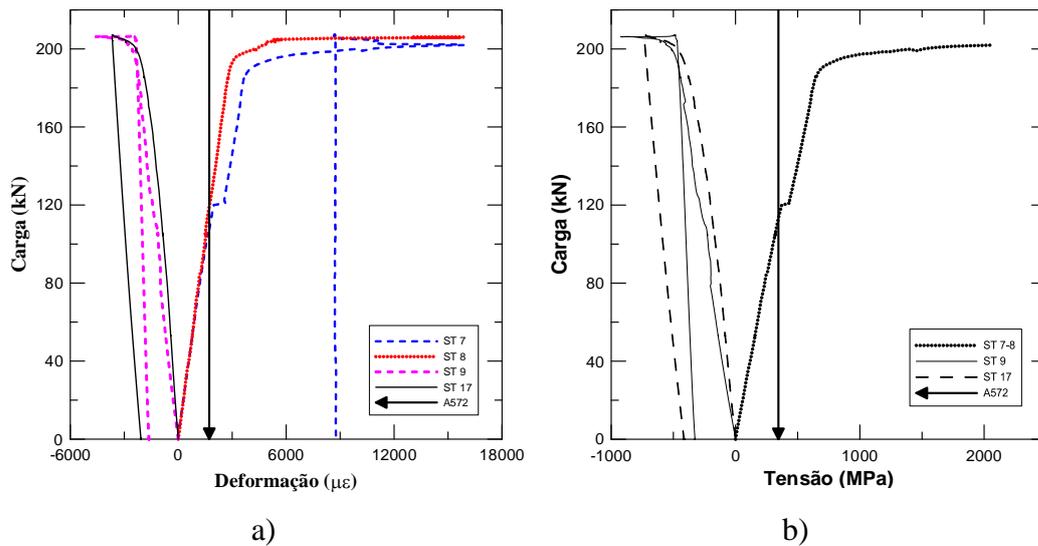


Figura 6.11 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros da região central.

Nota-se novamente que as mesas dos perfis na região superior do pilar estão comprimidas e as na região inferior tracionadas.

Nota-se ainda que houve plastificação na região central do pilar durante o ensaio, pois as tensões superaram 345 MPa.

Os extensômetros 10 e 18 foram danificados durante os ensaios.

Na Figura 6.12, tem-se os gráficos correspondentes às deformações e às tensões das armaduras ao longo do ensaio.

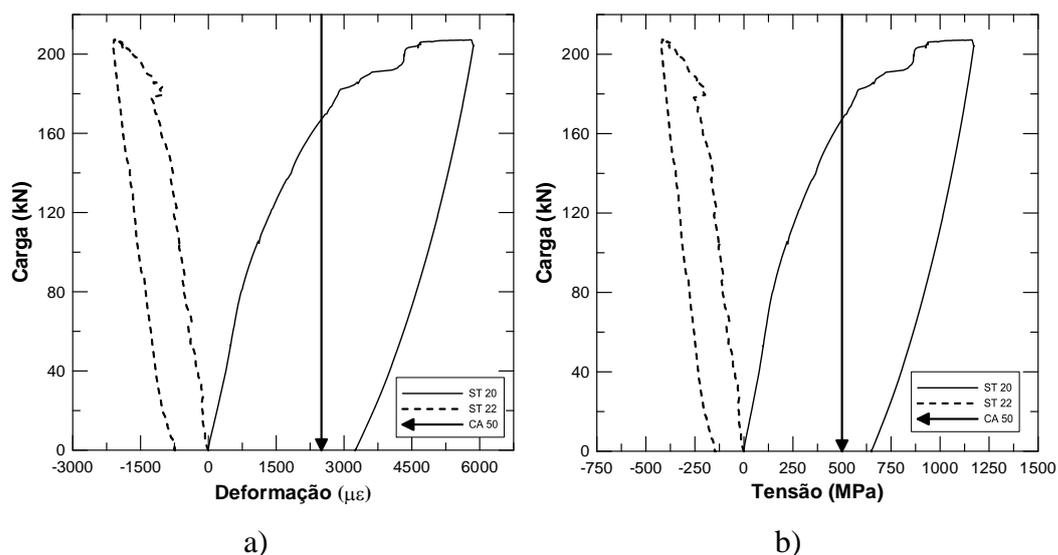


Figura 6.12 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros das armaduras.

O gráfico apresenta os resultados de deformação e tensão para os extensômetros 20 e 22. Os extensômetros 19 e 21 apresentaram danos ou mal contato durante a aquisição de dados, e por este motivo não tiveram seus resultados apresentados.

É possível notar que houve grande sollicitação dos vergalhões, e que estes sofreram plastificação durante o ensaio, pois suas tensões ultrapassaram 500 MPa.

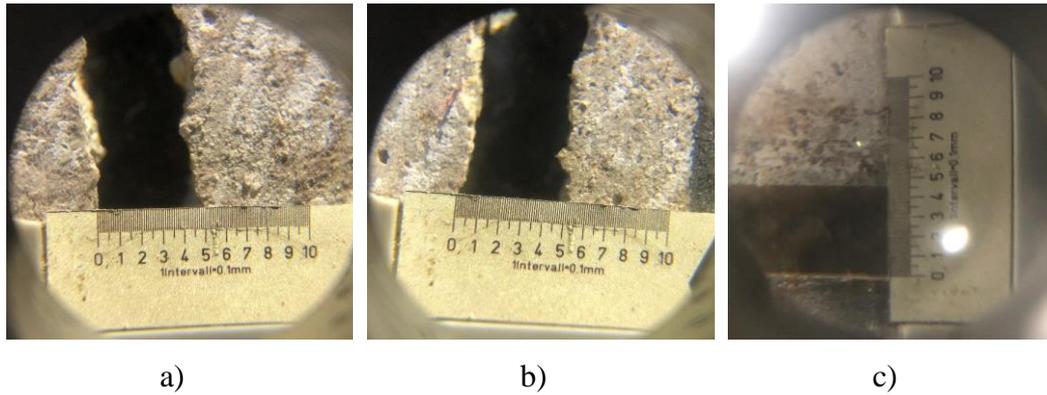
#### **6.4.5. Inspeção do pilar após os ensaios**

Após realizar o ensaio de carga para o estado limite último, avaliou-se tudo o que aconteceu com a estrutura, como fissuração, descolamento das superfícies de aço e concreto, deslocamento residual do pilar, sinais de plastificação dos perfis de aço e também sinais de flambagem local em alguma parte da estrutura. Nesta seção serão expostos os detalhes de como ficou o pilar após a realização de todos os ensaios.

##### **6.4.5.1. Fissuração e descolamento da superfície aço-concreto**

Observou-se o surgimento de fissuras durante o ensaio. Estas fissuras foram marcadas até o momento em que foi seguro realizar o procedimento. O restante das fissuras foi marcado e medido após o término do ensaio. As fissuras chegaram a valores de aproximadamente 5 mm ao final do ensaio, como pode ser visto na Figura 6.13.

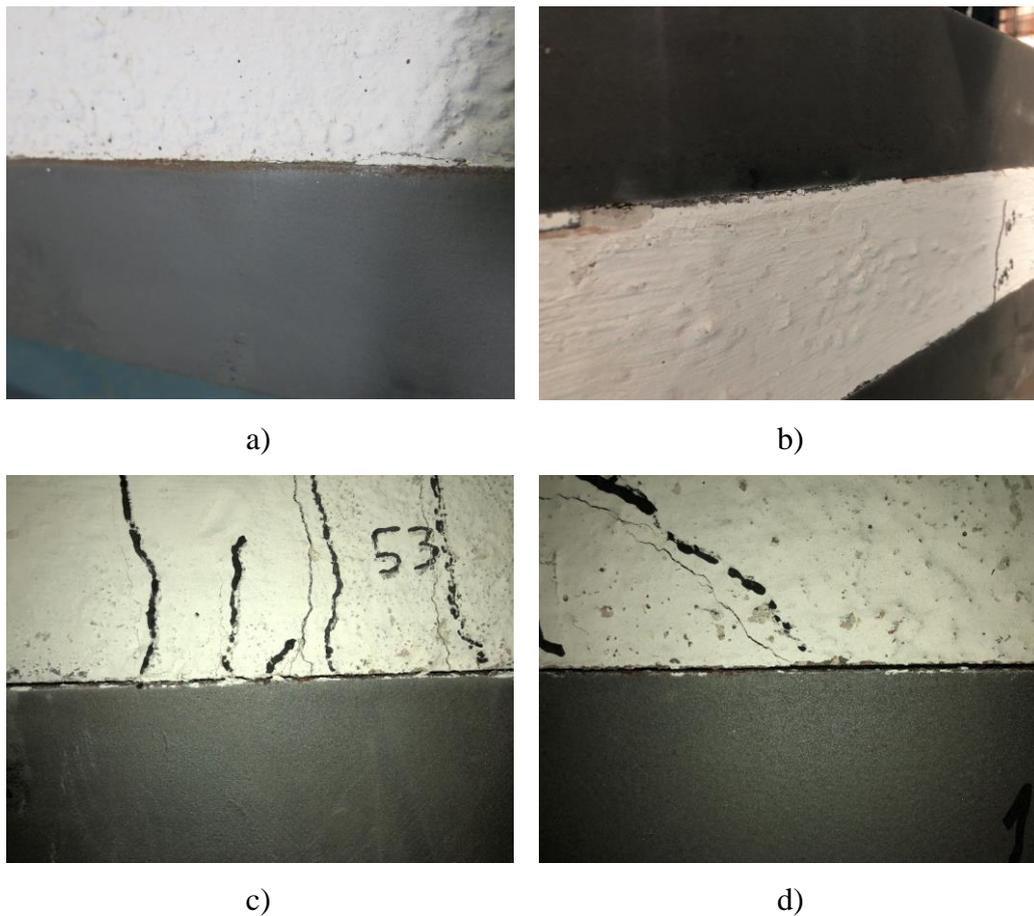
Além disso, durante o ensaio houve descolamento entre as superfícies do aço e do concreto. Este descolamento pôde ser percebido no gráfico carga x deslocamento na hora do ensaio, devido a pequenas quedas do gráfico, e também pela análise visual da estrutura, como pode ser visto nas Figuras 6.13 e 6.14. O descolamento verificado na estrutura ao final do ensaio chegou a 4,5 mm, como pode ser visto na régua do fissurômetro.



**Figura 6.13 - a) e b) Espessura das fissuras; c) descolamento das superfícies de aço e concreto.**

O descolamento pôde ser percebido dos dois lados do pilar, tanto no A quanto no B. Foi possível notar maior descolamento na região central da estrutura, uma vez que esta região está sujeita a maiores esforços, porém a partir de um determinado momento notou-se o descolamento também nos lados norte e sul do PM-1.

A Figura 6.14 mostra detalhes do descolamento das superfícies dos materiais envolvidos.



**Figura 6.14 - Detalhes do descolamento dos materiais. a) e b) descolamento durante o ensaio nas extremidades; c) e d) descolamento verificado após o ensaio.**

A Figura 6.15 apresenta a direção das fissuras no pilar PM-1. São mostradas algumas regiões do pilar para evidenciar a posição das fissuras após a realização do ensaio. Dentre estas regiões estão a região central, que é onde foi aplicado o carregamento, e a região dos conectores, que pelo aparecimento de fissuras indica que se trata de uma região de tensões elevadas.



**Figura 6.15 – Fissuração do pilar PM-1: a) e b) região dos conectores das extremidades; c) e d) região centro-sul; e) e f) região centro-norte.**

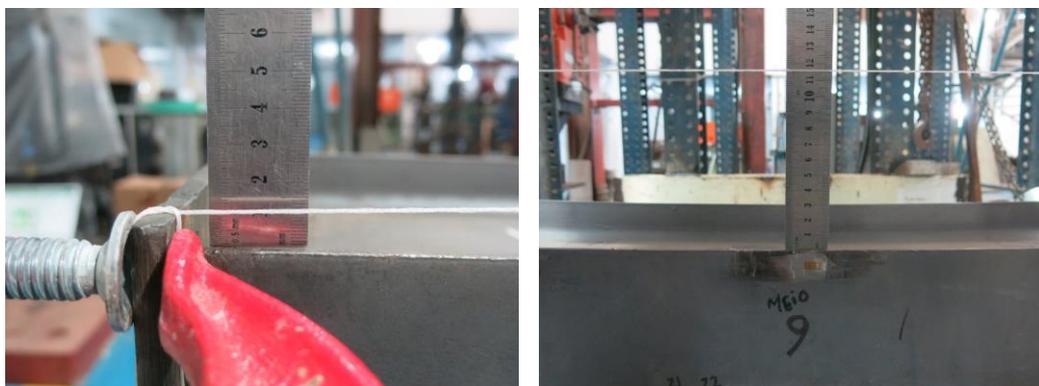
As fissuras ocorreram nas mesmas posições ao comparar os lados A e B, e também foram simétricas ao comparar os lados norte e sul. A fissuração teve início

na região central, com as primeiras fissuras surgindo na linha dos pontos de aplicação de carga. A região central também foi a que apresentou o maior número de fissuras ao final do ensaio, uma vez que se trata do local submetido aos maiores esforços. Também foi possível notar fissuras nas regiões dos conectores, evidenciando que estes locais também apresentam tensões elevadas. As fissuras entre os conectores e os pontos de aplicação de carga se apresentaram inclinadas, com orientação voltada para a região de aplicação de carga.

#### 6.4.5.2. Flecha

Além de observar a fissuração do concreto e o descolamento dos materiais, também foi medida a deformação residual após descarregar a estrutura. Para determinar isto foi colocado um fio de nylon passando pelas duas placas das extremidades, e mediu-se com o auxílio de uma régua a distância do fio à ponta da mesa do perfil de aço na região central do pilar.

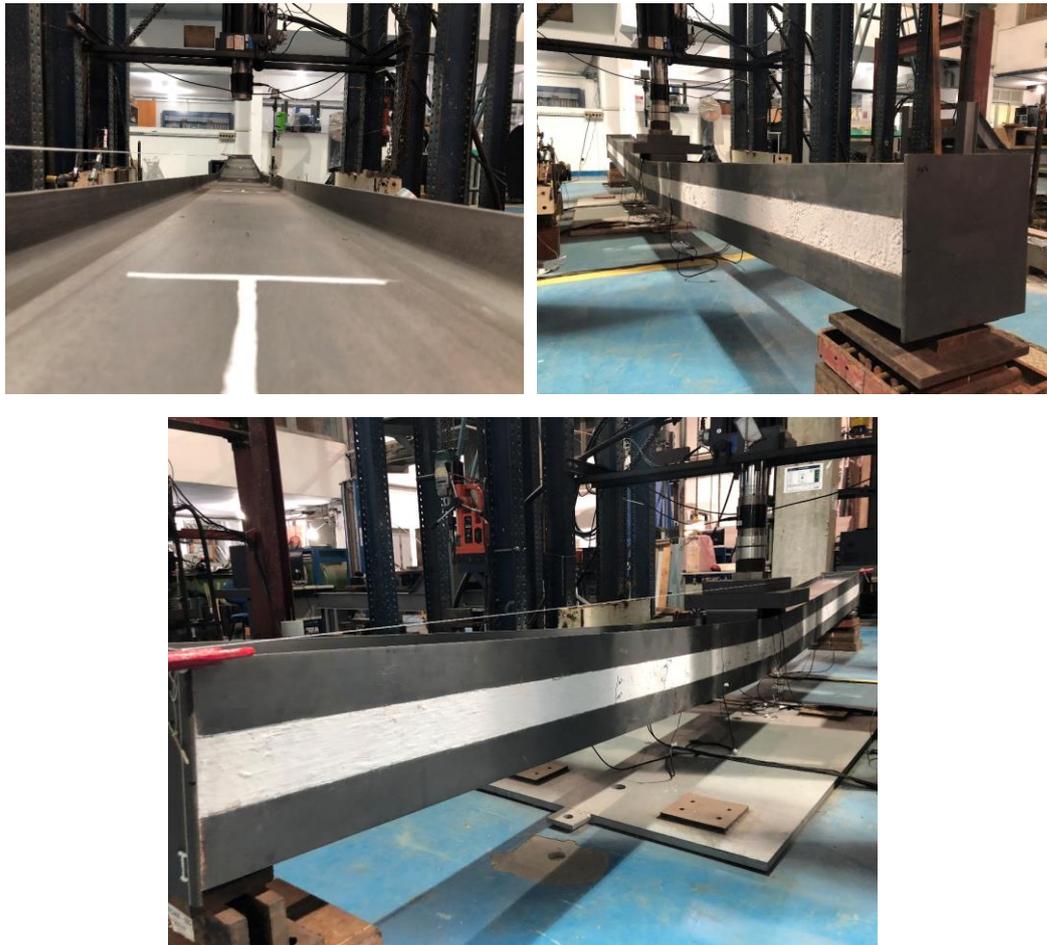
A Figura 6.16 mostra a medição da deformação residual após o ensaio de carga para o estado limite último do pilar.



**Figura 6.16 - Medição do deslocamento residual do pilar PM-1.**

É possível notar, pela foto e pela comparação com o resultado obtido no gráfico carga x deslocamento do ensaio que o deslocamento residual foi de aproximadamente 105 mm.

A Figura 6.17 apresenta uma visão geral da estrutura após a realização do ensaio, mostrando a configuração final obtida.



**Figura 6.17 - Configuração final do modelo PM-1.**

A Figura 6.18 indica a posição final da estrutura nos apoios.



**Figura 6.18 - Posição dos apoios ao término do ensaio de carga para o estado limite último**

### 6.4.5.3. Análise dos perfis de aço

Ao analisar os perfis de aço foi possível notar na região central sinais de que pode ter ocorrido a plastificação do aço. A Figura 6.19 mostra um desses locais onde aparecem ranhuras na mesa do perfil.



Figura 6.19 - Marcas na pintura do aço indicando a plastificação da mesa na região central.

## 6.5. PM-2

O pilar PM-2 foi submetido a um ensaio de flexão pré-ciclagem, um ensaio cíclico e por fim um ensaio de carga para o estado limite último. Nesta seção são expostos os resultados de cada ensaio realizado, assim como os detalhes observados no modelo.

### 6.5.1. Ensaio pré-ciclagem

Para o pilar PM-2, realizou-se primeiro um ensaio até um carregamento de 23,31 kN, correspondente a pouco menos que 10% da carga última teórica do protótipo PM-1, seguido por um descarregamento da estrutura. O objetivo deste ensaio foi verificar a instrumentação. A taxa de carregamento dos ensaios foi de 0,3 mm/min.

Os resultados são expostos através dos gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento apresentados na Figura 6.20.

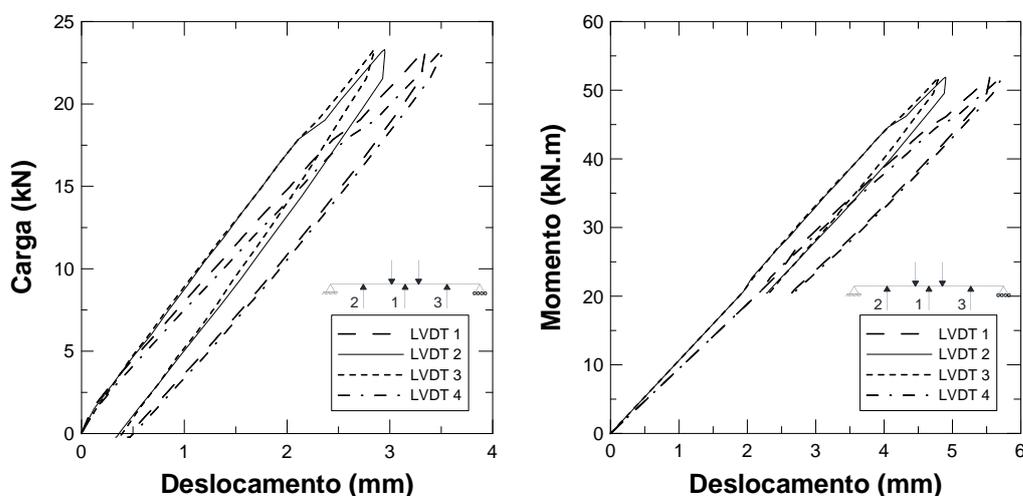


Figura 6.20 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4 com pouco menos que 10% da carga última teórica.

Os deslocamentos máximos obtidos pelos transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4 podem ser vistos na Tabela 6.6. A tabela ainda apresenta a força máxima fornecida pelo atuador, assim como o momento máximo gerado por esta força.

Tabela 6.6 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2, 3 e 4 no ensaio com carga de pouco menos que 10% da carga última teórica.

LVDT	Força (P) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	23,31	51,90	3,34	5,54
LVDT 2	23,31	51,90	2,95	4,90
LVDT 3	23,31	51,90	2,84	4,80
LVDT 4	23,31	51,90	3,52	5,71

A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura é de  $EI_y = 2,87 \times 10^{10} \text{ kN.mm}^2$ .

Depois efetuou-se outro ensaio com um carregamento de 80,83 kN, que corresponde a um carregamento de aproximadamente 25% da carga última teórica. Este ensaio também foi seguido por um descarregamento.

Na Figura 6.21, têm-se os resultados obtidos para cada um dos transdutores de deslocamento utilizados.

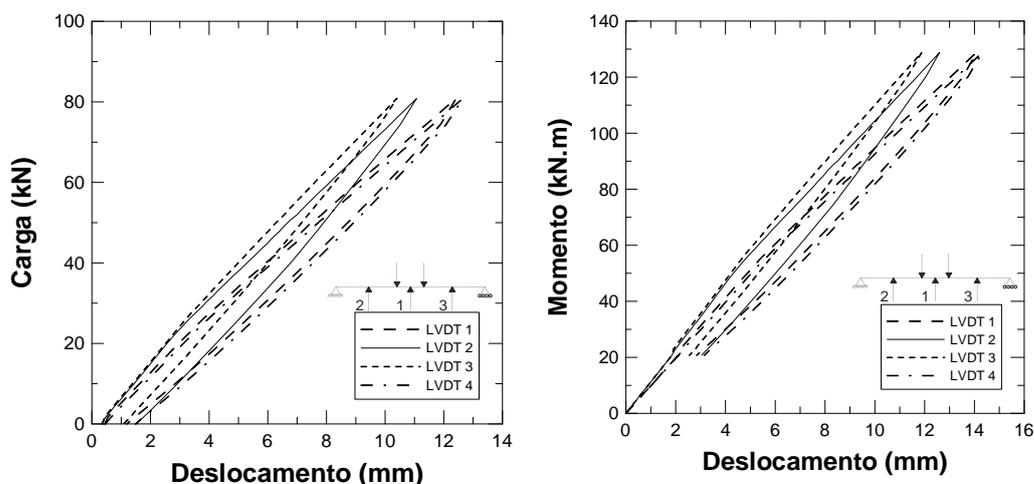


Figura 6.21 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4, com 25% da carga última teórica.

Os deslocamentos máximos obtidos pelos transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4 podem ser vistos na Tabela 6.7. A tabela ainda apresenta a força máxima fornecida pelo atuador, assim como o momento máximo gerado por esta força.

Tabela 6.7 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2, 3 e 4 no ensaio com carga de aproximadamente 25% da carga última teórica.

LVDT	Força (P) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	80,83	128,78	11,97	14,07
LVDT 2	80,83	128,78	10,75	12,60
LVDT 3	80,83	128,78	10,03	11,88
LVDT 4	80,83	128,78	12,19	14,31

A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura é de  $EI_y = 2,78 \times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$ .

### 6.5.2. Ensaio cíclico

Após a realização dos ensaios pré-ciclagem, foi realizado o ensaio cíclico, conforme o que foi dito no capítulo 4. O objetivo deste ensaio foi promover uma melhor acomodação dos aparelhos de apoio, e também acomodar as partes internas

da estrutura, visando deixar o pilar estudado com um comportamento mais próximo ao seu comportamento real.

A Figura 6.22 mostra um trecho do ensaio cíclico com carga variando de 19,06 kN à 80,61 kN, e deslocamento variando de 3,25 mm à 11,98 mm.

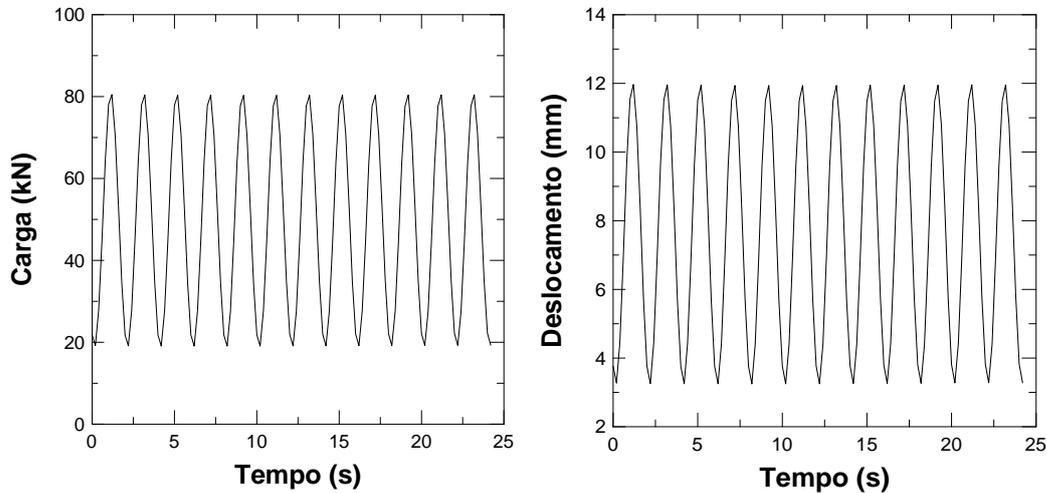


Figura 6.22 - Gráficos do ensaio cíclico do PM-2.

### 6.5.3. Ensaio de carga para o estado limite último

Após a realização do ensaio cíclico iniciou-se o ensaio de carga para o estado limite último do pilar PM-2. O ensaio foi realizado utilizando controle de deslocamento, com taxa de carregamento de 0,4 mm/min durante a maior parte do ensaio e 0,6 mm/min na etapa final do ensaio. O tempo total de ensaio foi de aproximadamente 6 horas e 40 minutos.

Os resultados obtidos no ensaio podem ser vistos na Figura 6.23.

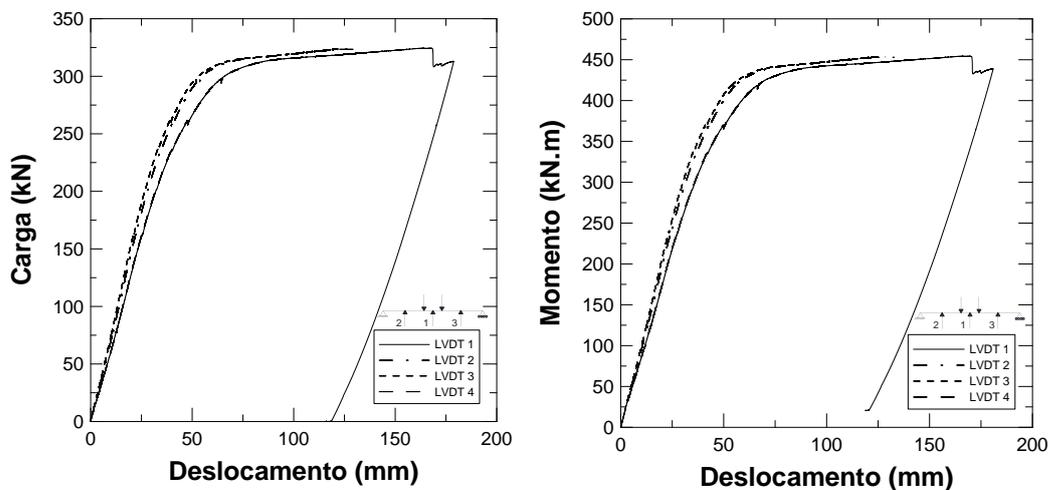


Figura 6.23 - Gráficos carga x deslocamento e momento x deslocamento para os transdutores de deslocamento 1, 2, 3 e 4 no ensaio de carga para o estado limite último

Os resultados obtidos no ensaio estão descritos na Tabela 6.8.

**Tabela 6.8 - Deslocamentos medidos pelos LVDTs 1, 2, 3 e 4 no ensaio de carga para o estado limite último**

LVDT	Carga última ( $P_u$ ) (kN)	Momento (kN.m)	$\delta_P$ (mm)	$\delta_{(P+PP)}$ (mm)
LVDT 1	324,46	454,39	178,70	180,82
LVDT 2	324,46	454,39	*	*
LVDT 3	324,46	454,39	*	*
LVDT 4	324,46	454,39	178,70	180,82

A partir dos resultados obtidos, nota-se que a rigidez à flexão da estrutura, considerando o trecho elástico do ensaio, é de  $EI_y = 2,60 \times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$ .

Como os LVDTs foram retirados antes do momento máximo, para preservar os equipamentos, os deslocamentos máximos na região dos transdutores de deslocamento 2 e 3 não puderam ser determinados, por isso aparecem com um asterisco na Tabela 6.8. O deslocamento na região dos LVDTs 1 e 4 foi assumido como sendo o deslocamento do atuador para a carga máxima aplicada, uma vez que a curva carga x deslocamento do atuador se apresenta praticamente igual à dos LVDTs 1 e 4.

Nos gráficos da Figura 6.23, é possível notar uma queda na curva dos LVDTs 1 e 4, que estão localizados no centro do pilar. Esta queda foi ocasionada pelo fato de ter ocorrido esmagamento do concreto no momento em questão. No momento do esmagamento do concreto o modelo já apresentava um comportamento típico de uma estrutura em seu estado limite último, onde havia um aumento do deslocamento, porém sem aumento do carregamento. As tensões exercidas na alma do perfil metálico eram muito elevadas, o que fez com que este esmagasse o concreto na região de um dos pontos de aplicação de carga.

O comportamento do PM-2 foi similar ao do elemento PM-1, ou seja, apresentou deslocamentos excessivos da ordem de 180,82 mm ( $v\tilde{a}o/32,3$ ), o que foi considerado estado limite de carregamento.

#### 6.5.4. Tensões na estrutura

Assim como foi feito para o pilar PM-2, a numeração dos extensômetros utilizada na apresentação dos resultados experimentais segue o que foi definido anteriormente na seção de instrumentação do Capítulo 4.

As Figuras 6.24 e 6.25 apresentam as deformações e as tensões obtidas em função do carregamento fornecido pelo atuador, das mesas dos perfis metálicos nas regiões mais próximas às extremidades do pilar.

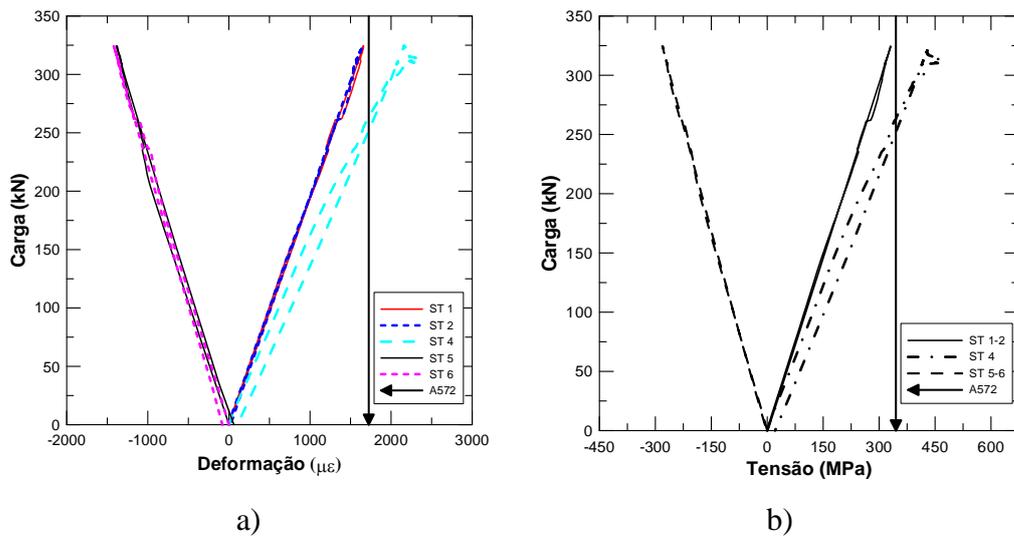


Figura 6.24 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado sul.

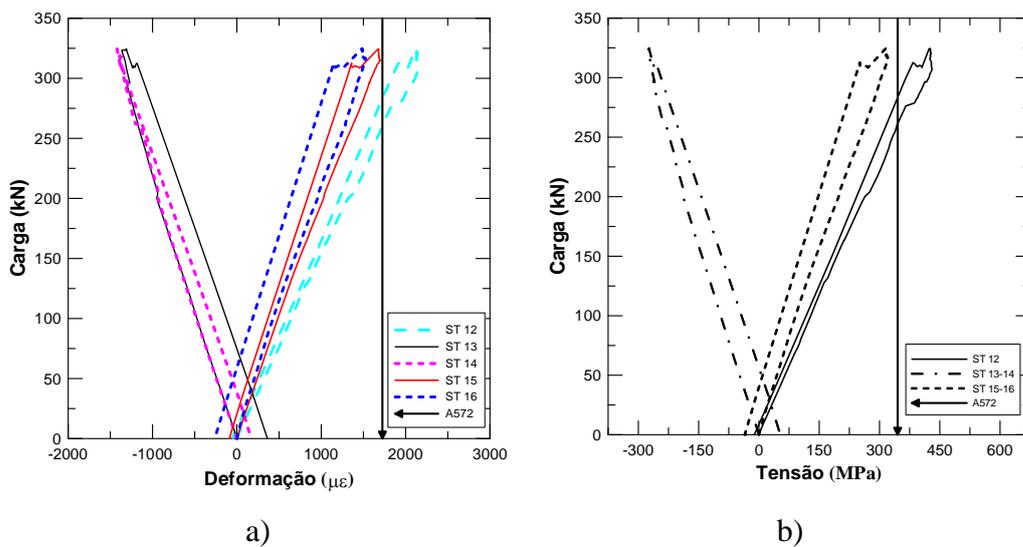


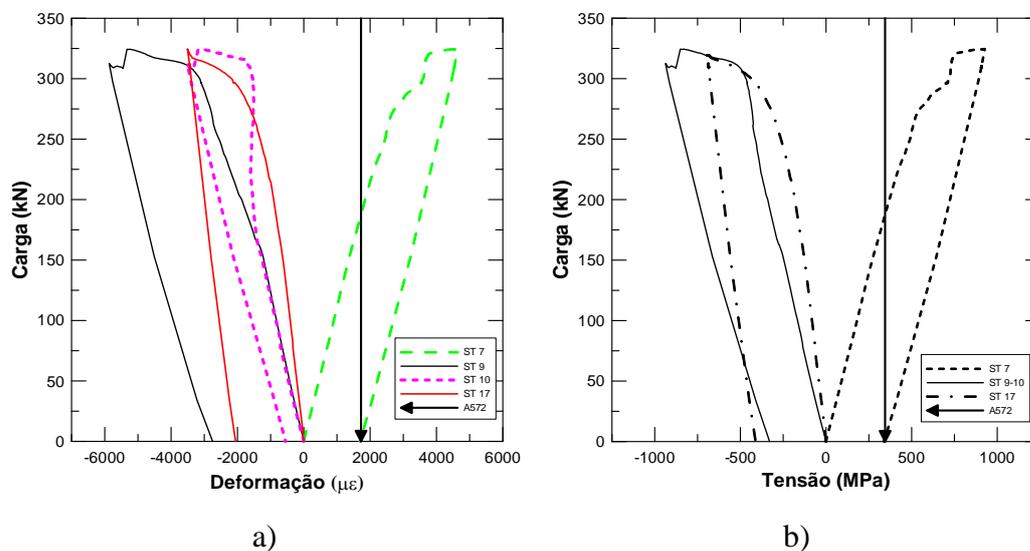
Figura 6.25 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros do lado norte.

A partir dos resultados, pode-se notar que as mesas superiores foram submetidas à esforços de compressão, levando-se em conta as deformações dos extensômetros 5, 6, 13 e 14, e que as mesas superiores foram submetidas à esforços de tração, ao avaliar as deformações de 1, 2, 4, 12, 15 e 16 como era esperado.

É possível notar, pela análise dos gráficos que houve plastificação da mesa apenas nas regiões dos extensômetros 4 e 12.

Os extensômetros 3 e 11 foram danificados durante os ensaios, por este motivo seus resultados serão omitidos.

A Figura 6.26 apresenta a curva carga x deformação fornecida pelos extensômetros localizados na região central do pilar.



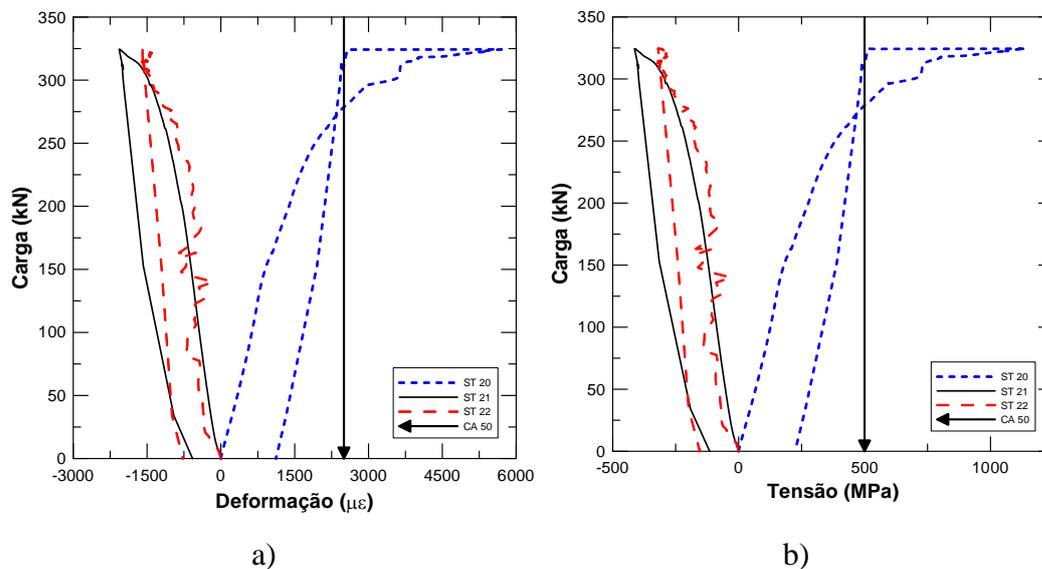
**Figura 6.26 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros na região central.**

Nota-se novamente que as mesas dos perfis na região superior do pilar estão comprimidas e as na região inferior tracionadas.

Assim como no pilar PM-1, pode-se perceber que houve plastificação da região central do pilar PM-2, uma vez que são verificadas deformações maiores que 1725  $\mu\epsilon$ , ou seja, tensões superiores a 345 MPa.

Os extensômetros 8 e 18 foram danificados durante os ensaios, por isso não tiveram seus resultados expostos no gráfico acima.

Na Figura 6.27, tem-se o gráfico correspondente à deformação das armaduras ao longo do ensaio.



**Figura 6.27 - Gráficos a) Carga x Deformação e b) Carga x Tensão dos extensômetros nas armaduras.**

O gráfico apresenta os resultados de deformação para os extensômetros 20, 21 e 22. O extensômetro 19 apresentou dano ou mal contato durante a aquisição de dados, e por este motivo não teve seus resultados apresentados.

É possível notar que houve grande sollicitação dos vergalhões localizados na região inferior do pilar, uma vez que o resultado do extensômetro 20 indica que houve plastificação da armadura. Isso pode ser notado pelo fato de a deformação ter sido superior a 2500  $\mu\epsilon$ , o que significa que foram alcançadas tensões superiores à tensão de escoamento da armadura, ou seja, superiores a 500 MPa.

### 6.5.5. Inspeção do pilar após os ensaios

Assim como para o pilar PM-1, analisou-se o que ocorreu na estrutura após o ensaio de carga para o estado limite último. Esta seção irá expor os principais detalhes observados.

### 6.5.5.1. Fissuração e deslocamento da superfície aço-concreto

Observou-se o surgimento de fissuras durante o ensaio. Estas fissuras foram marcadas até o momento em que foi seguro realizar o procedimento, assim como havia sido feito para o pilar PM-1. O restante das fissuras foi marcado e medido após o término do ensaio. As fissuras chegaram a valores de aproximadamente 5,5 mm ao final do ensaio, na região central, como pode ser visto na Figura 6.28.

Além disso, durante o ensaio houve descolamento entre as superfícies do aço e do concreto. Este descolamento pôde ser percebido no gráfico carga x deslocamento na hora do ensaio, devido a pequenas quedas do gráfico e também pela análise visual da estrutura, como pode ser visto na Figura 6.29. O descolamento verificado na estrutura chegou a atingir valores de 6,5 mm e 9,5 mm ao final do ensaio, na região central, como mostrado na régua do fissurômetro.

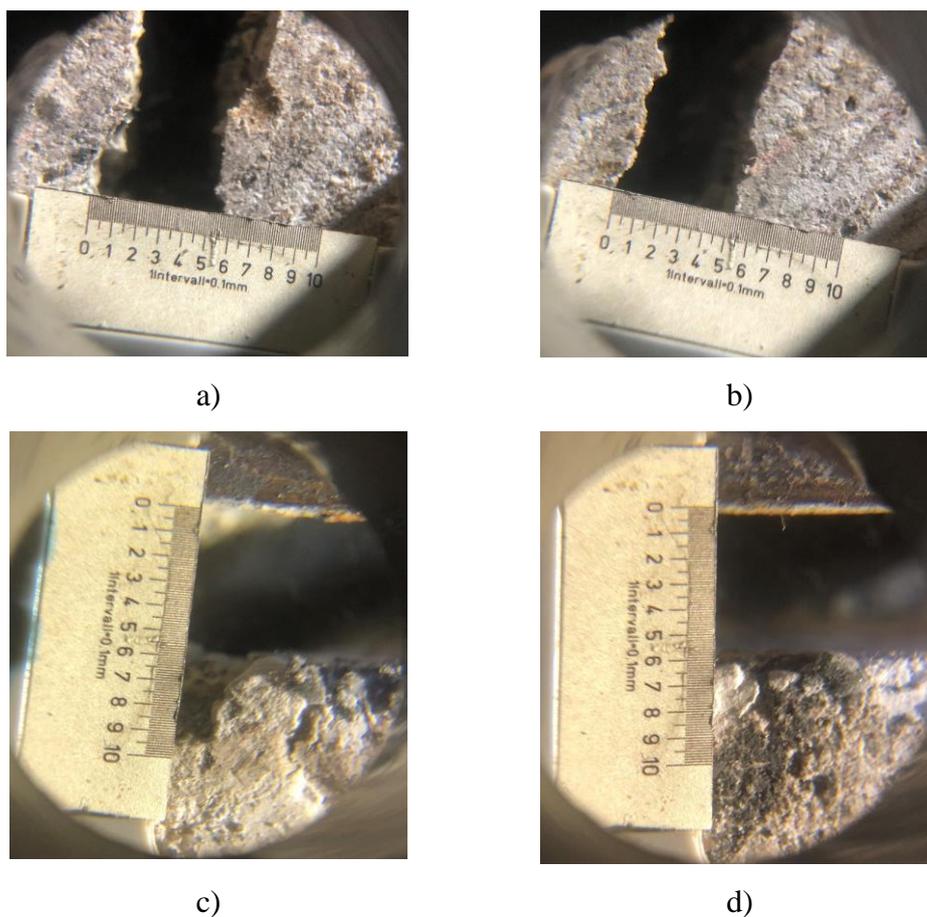
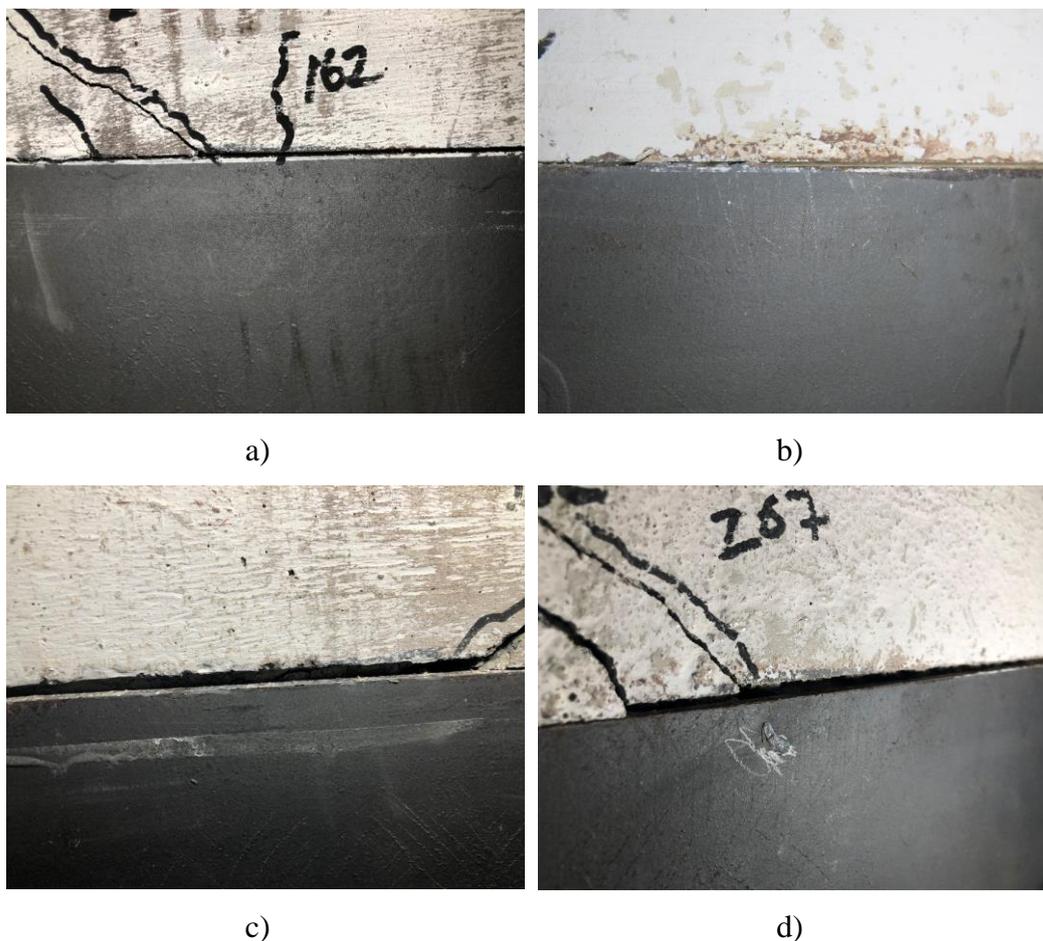


Figura 6.28 - a) e b) Espessura das fissuras; c) e d) deslocamento das superfícies de aço e concreto.

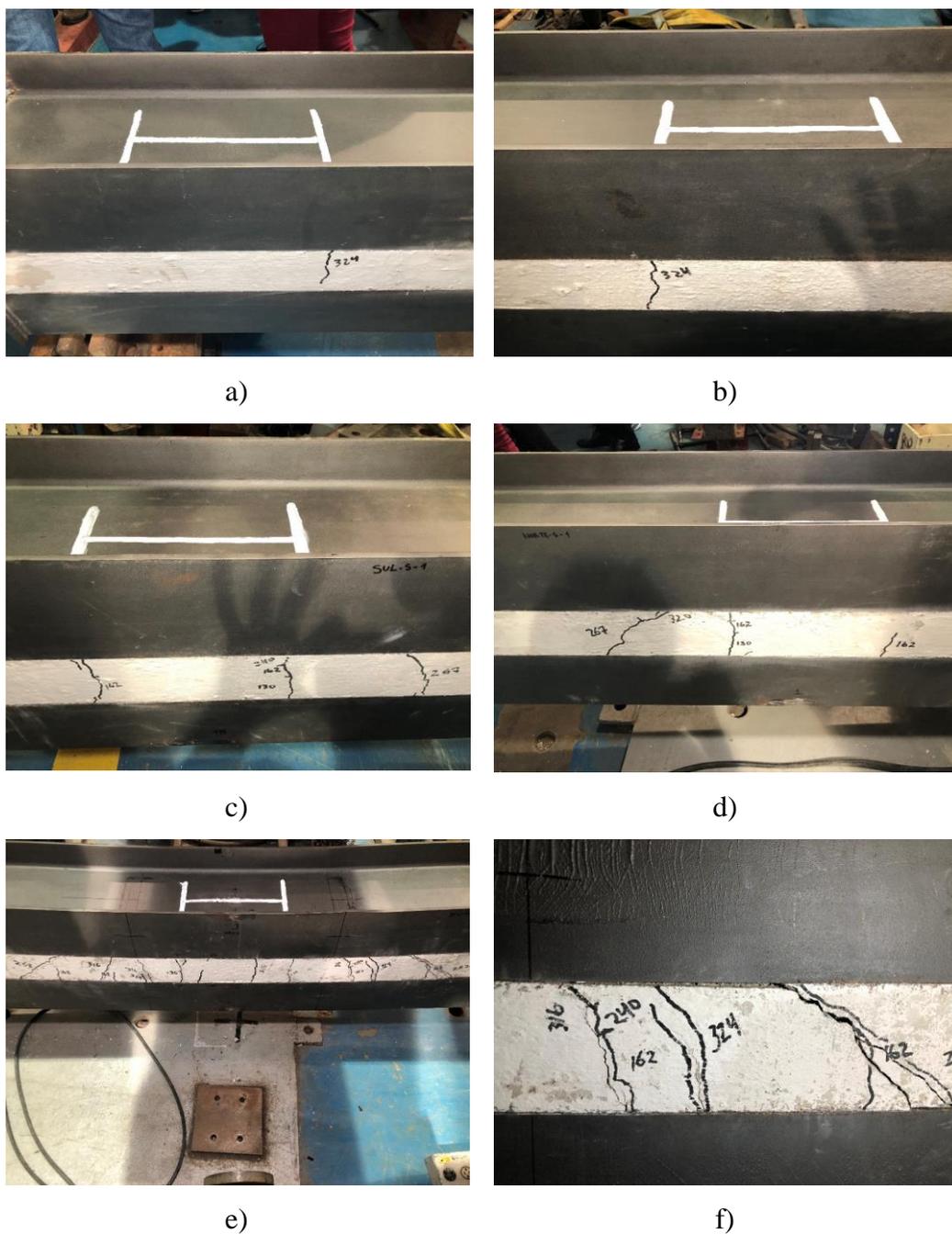
O descolamento pôde ser percebido dos dois lados do pilar, tanto no A quanto no B. Foi possível notar maior descolamento na região central da estrutura, uma vez que esta região está sujeita a maiores esforços, porém a partir de um determinado momento notou-se o descolamento também nos lados norte e sul do modelo PM-2.

A Figura 6.29 mostra detalhes do descolamento das superfícies dos materiais envolvidos.



**Figura 6.29 - Detalhes do descolamento dos materiais. a) e b) descolamento próximo às extremidades, durante o ensaio; c) e d) descolamento verificado após o ensaio, na região central.**

A Figura 6.30 apresenta a direção das fissuras no pilar PM-2. São mostradas algumas regiões do pilar para evidenciar a posição das fissuras após o término do ensaio de carga para o estado limite último. Dentre estas regiões estão a região central, que é onde foi aplicado o carregamento, e a região dos conectores, que pelo aparecimento de fissuras indica que se trata de uma região de tensões elevadas.



**Figura 6.30 - Fissuração do pilar PM-2: a) e b) região dos conectores das extremidades; c) e d) conectores centro-norte e centro-sul; e) e f) região central.**

As fissuras ocorreram nas mesmas posições ao comparar os lados A e B, e também foram simétricas ao comparar os lados norte e sul. A fissuração ocorreu do mesmo modo que no pilar PM-1, com maior concentração de fissuras na região central, e com fissuras também na região dos conectores, como pôde ser visto na Figura 6.30.

O modelo PM-2 apresentou fissuras seguindo o mesmo padrão que as do PM-1, porém é possível notar fissuras mais acentuadas no pilar PM-2, conforme na Figura 6.31.



Figura 6.31 - Detalhes das fissuras do PM-2.

#### 6.5.5.2. Flecha

Mediu-se a deformação residual após descarregar a estrutura do mesmo modo que foi feito para o modelo PM-1, ou seja, com o auxílio de um fio de nylon e uma régua, como pode ser visto na Figura 6.32.

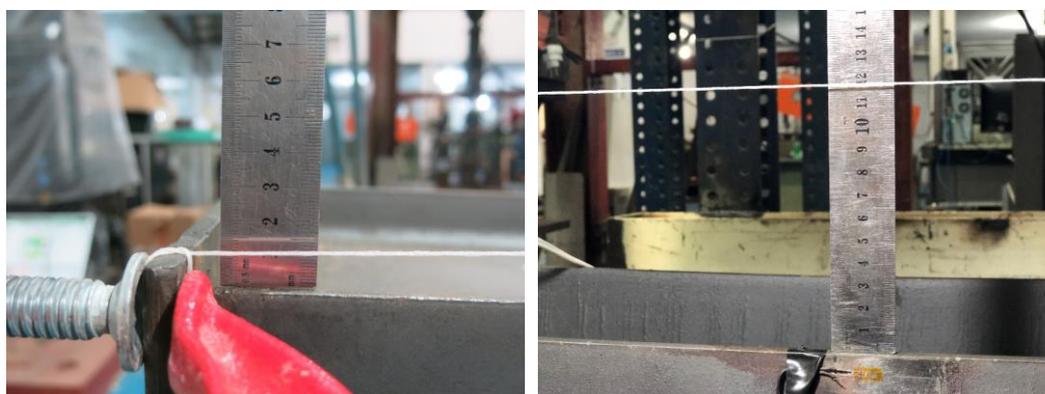
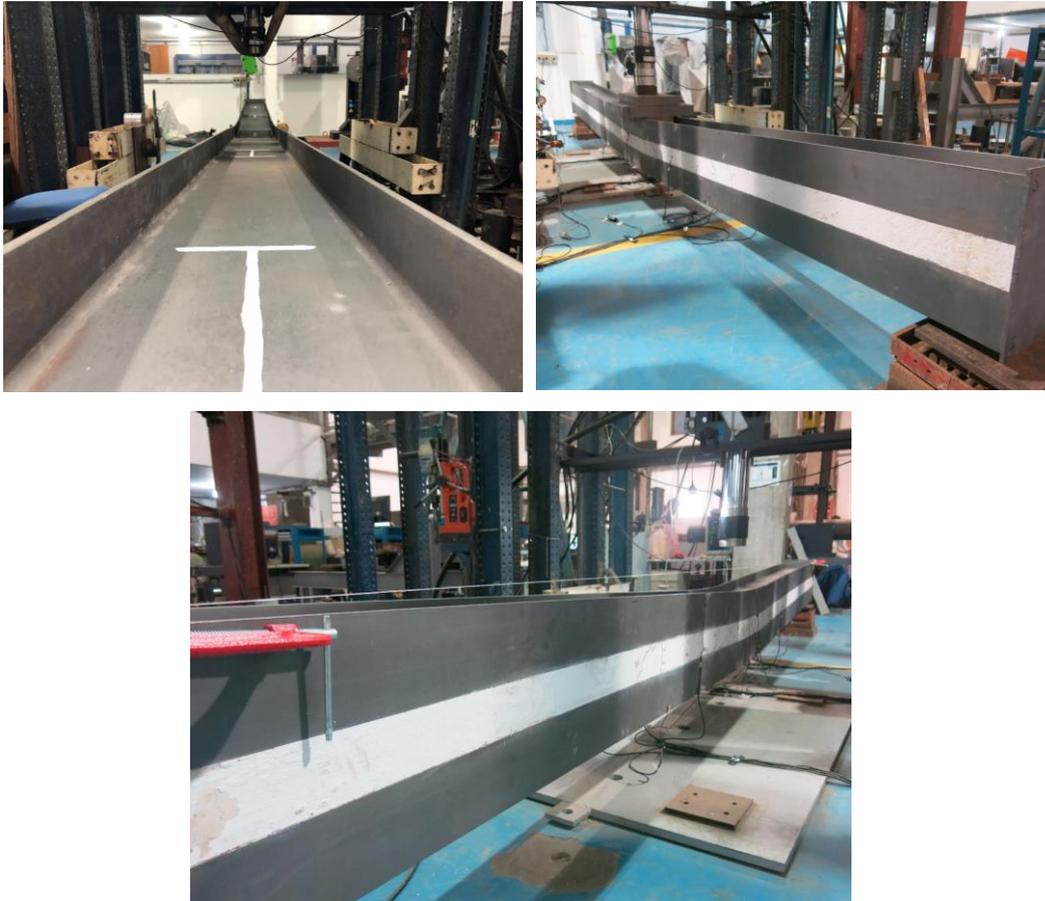


Figura 6.32 - Medição do deslocamento residual do pilar PM-2.

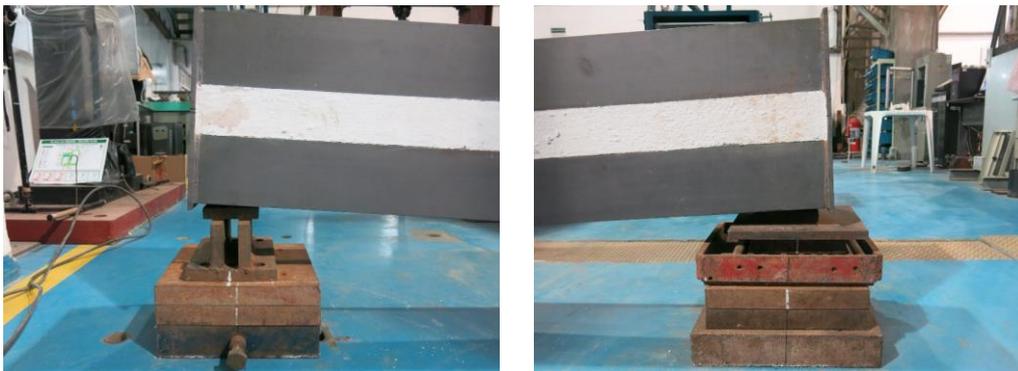
É possível notar, pela foto e pela comparação com o resultado obtido no gráfico carga x deslocamento do ensaio que o deslocamento residual foi de aproximadamente 110 mm.

A Figura 6.33 apresenta uma visão geral da estrutura após a realização do ensaio, mostrando a configuração final após o término do ensaio.



**Figura 6.33 - Configuração final do modelo PM-2.**

A Figura 6.34 indica a posição final da estrutura na região dos apoios.



**Figura 6.34 - Posição dos apoios ao término do ensaio de carga para o estado limite último**

### 6.5.5.3. Análise dos perfis de aço

Ao analisar os perfis de aço, foi possível notar várias regiões que indicam evidências claras de plastificação dos perfis. Dentre as principais regiões, pode-se citar o trecho próximo ao centro da estrutura. É possível ver ranhuras na pintura tanto das mesas dos perfis superiores do pilar quanto das dos perfis inferiores, como pode ser visto na Figura 6.35.



Figura 6.35 - Plastificação das mesas dos perfis de aço do modelo PM-2.

Também aparecem marcas de plastificação na alma do perfil superior e do inferior. A Figura 6.36 mostra a condição das almas dos perfis na região central do pilar.



**Figura 6.36 - Plastificação das almas dos perfis de aço do pilar PM-2.**

Além das evidências de plastificação encontradas nos perfis de aço, também foi possível notar que houve esmagamento do concreto, já no final do ensaio, na região de aplicação de carga. Uma vez que o apoio do lado onde houve o esmagamento era móvel, a ponta do aparelho de distribuição de carga utilizado exerceu grande tensão sobre a alma do perfil de aço, devido ao elevado carregamento, e isso fez com que ocorresse o esmagamento do concreto, como mostrado na Figura 6.37.



**Figura 6.37 - Esmagamento do concreto.**

A análise dos perfis de aço após o ensaio ainda evidenciou a ocorrência de flambagem local nas mesas do perfil superior da estrutura. Foi possível notar esta flambagem local na região onde ocorreu o esmagamento do concreto.

A Figura 6.38 mostra detalhes da flambagem local das mesas do perfil de aço.



**Figura 6.38 - Flambagem local das mesas dos perfis de aço.**

## 7 Análise dos resultados

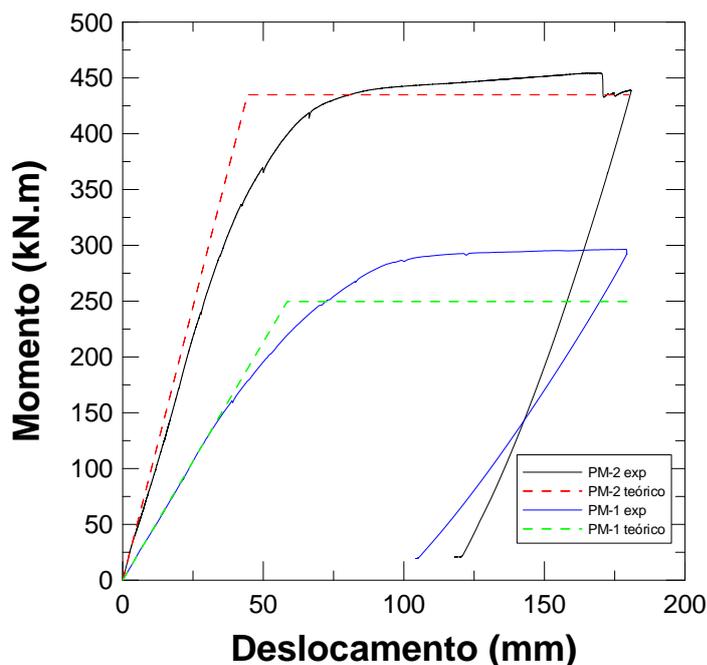
Neste capítulo, os resultados experimentais expostos no capítulo 6 serão comparados aos resultados teóricos mostrados no capítulo 5. Serão feitas análises referentes à resistência, à rigidez e ao deslocamento dos modelos ensaiados, utilizando os gráficos e tabelas contidos em cada capítulo.

### 7.1. Resistência dos pilares estudados

Para verificar a resistência dos pilares estudados neste trabalho serão utilizados os gráficos Momento Fletor x Deslocamento no centro do vão obtidos nos ensaios de carga para o estado limite último e os obtidos a partir das formulações teóricas da NBR 8800:2008 [1] expostas no capítulo 5.

No gráfico comparativo da Figura 7.1, as curvas de momento fletor obtidas experimentalmente para os modelos PM-1 e PM-2 contabilizam além do momento fletor gerado pela carga do atuador, também o momento fletor produzido pelo peso próprio dos pilares mistos e pelo peso do sistema de distribuição de carga utilizado sobre cada uma das estruturas. O momento acrescido no PM-1 foi de 19,44 kN.m e no PM-2 foi de 20,75 kN.m.

Na Figura 7.1, pode-se ver a comparação entre os resultados experimentais e teóricos para o momento fletor no meio do vão.



**Figura 7.1 - Gráfico comparativo das curvas Momento fletor x Deslocamento no meio do vão experimentais e teóricas.**

Pelo gráfico, é possível notar que as curvas dos pilares PM-1 e PM-2 aproximaram-se muito da curva teórica durante a fase elástica das estruturas. Na fase plástica, percebe-se que a curva de PM-2 apresentou um momento máximo próximo ao teórico, sendo a previsão teórica um pouco inferior ao resultado obtido experimentalmente. Ao observar os resultados do PM-1, pode-se notar que este também apresentou um momento máximo superior ao obtido pelas formulações teóricas. Esta diferença pode estar relacionada ao estado de confinamento do concreto, uma vez que este possui apenas uma parte livre em cada uma das laterais dos pilares, e também ao fato de terem sido utilizados nos cálculos teóricos, de maneira simplificada, os valores nominais das propriedades mecânicas do aço, conforme descrito na seção 4.4.1 deste trabalho.

Numa análise geral, pode-se constatar que o modelo PM-1 apresentou comportamento carga x deslocamento mais próximo do previsto, enquanto que o modelo PM-2 apresentou valor de resistência última mais próximo do valor previsto.

A Tabela 7.1 exibe um resumo dos resultados teóricos e experimentais para o momento fletor no meio do vão.

**Tabela 7.1 - Resumo dos resultados teóricos e experimentais para momentos fletores.**

<b>Pilar</b>	<b>M<sub>medido</sub></b> <b>kN.m</b>	<b>M<sub>previsto</sub></b> <b>kN.m</b>	<b>M<sub>medido</sub>/M<sub>previsto</sub></b>	<b>Diferença</b> <b>%</b>
PM-1	296,47	249,65	1,19	+ 18,75
PM-2	454,39	434,88	1,04	+ 4,49

Percebe-se pela Tabela 7.1 o que havia sido dito anteriormente. O pilar PM-2 apresentou uma resistência última mais próxima do valor previsto.

Além dos momentos fletores máximos, também foi possível comparar as cargas máximas ( $P_{max}$ ) obtidas experimentalmente (carga medida no atuador) e a partir dos cálculos teóricos (sem a inclusão do peso próprio). Os valores encontrados estão expostos na Tabela 7.2.

**Tabela 7.2 - Resumo dos resultados teóricos e experimentais para cargas máximas.**

<b>Pilar</b>	<b>P<sub>max,experimental</sub></b> <b>kN</b>	<b>P<sub>max,teórica</sub></b> <b>kN</b>	<b>P<sub>max,exp</sub>/P<sub>max,teórica</sub></b>	<b>Diferença</b> <b>%</b>
PM-1	207,28	188,41	1,10	+ 10,01
PM-2	324,46	325,39	1,00	- 0,29

A partir da Tabela 7.2, é possível notar que o modelo PM-2 apresentou uma carga máxima experimental extremamente próxima à carga obtida por meio dos cálculos teóricos, sendo apenas 0,93 kN inferior. O modelo PM-2 apresentou uma carga superior à carga prevista teórica.

Além disso, determinou-se o momento de início de escoamento ( $M_{início,esc}$ ) para cada um dos modelos ensaiados, a partir da análise da tangente das curvas das Figuras 6.8 e 6.23, e comparou-se com o momento máximo obtido, como pode ser visto na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 - Comparação entre o momento máximo e o momento de início de escoamento.

Pilar	$M_{\max}$	Momento de início de	$M_{\max}/M_{\text{início, esc}}$	Diferença
	kN.m	escoamento kN.m		
PM-1	296,47	201,20	1,47	+ 47,35
PM-2	454,39	307,56	1,48	+ 47,74

## 7.2. Deslocamento

Para comparar os deslocamentos experimentais e os teóricos no centro do vão, utilizou-se o deslocamento obtido na parte elástica para cada um dos modelos ensaiados. A Tabela 7.4 mostra o deslocamento dos pilares PM-1 e PM-2 para um carregamento de 100 kN fornecido pelo atuador, sem considerar o peso próprio da estrutura e dos aparelhos de apoio.

Tabela 7.4 - Comparação entre os deslocamentos de PM-1 e PM-2.

Pilar	$\delta_{\text{exp}}$	$\delta_{\text{teórico}}$	$\delta_{\text{exp}}/\delta_{\text{teórico}}$	Diferença
	mm	mm		
PM-1	31,54	31,34	1,01	+ 0,64
PM-2	15,82	13,64	1,15	+ 15,98

Pelos resultados acima, pode-se notar que o deslocamento do pilar PM-1 foi extremamente próximo ao deslocamento obtido em teoria, diferindo em apenas 0,2 mm. Já para o pilar PM-2, tem-se uma diferença maior, de 2,18 mm. Além disso, nota-se que os modelos experimentais apresentaram uma rigidez menor que a apresentada pelos cálculos teóricos.

## 7.3. Rigidez

A partir dos resultados expostos no Capítulo 6, nota-se que o pilar PM-2 apresenta uma maior rigidez em relação ao PM-1. Isto era esperado, uma vez que o PM-1 utiliza o perfil mais leve da série dos W310 e um dos mais leves da série dos W150 em seus conectores, já o PM-2 apresenta perfis mais robustos.

Pela análise dos resultados experimentais, pôde-se notar uma mudança na rigidez das estruturas ao longo dos ensaios. A Tabela 7.5 mostra a variação da rigidez desde os pré ensaios até o ensaio de carga para o estado limite último para cada um dos modelos. A rigidez pós ciclagem foi obtida para um carregamento de 100 kN fornecido pelo atuador, ou seja, na fase elástica da estrutura.

**Tabela 7.5 - Resumo das rigidezes à flexão dos pilares PM-1 e PM-2.**

Pilar	EI [kN.mm <sup>2</sup> ]			
	Pré ensaio 1	Pré ensaio 2	Pós ciclagem	Teórico
PM-1	1,50x10 <sup>10</sup>	1,51x10 <sup>10</sup>	1,30x10 <sup>10</sup>	1,31x10 <sup>10</sup>
PM-2	2,87x10 <sup>10</sup>	2,78x10 <sup>10</sup>	2,60x10 <sup>10</sup>	3,02x10 <sup>10</sup>

Como era de se esperar, após o ensaio cíclico ocorreu uma queda das rigidezes à flexão dos pilares PM-1 e PM-2 após a ciclagem. Este comportamento era o esperado, uma vez que o ensaio cíclico provoca uma maior acomodação dos apoios e também interna do pilar, deixando a estrutura mais flexível.

A Tabela 7.6 mostra uma comparação entre as rigidezes à flexão dos modelos experimentais pós ciclagem e as teóricas.

**Tabela 7.6 - Comparação entre a rigidez pós ciclagem e a rigidez teórica.**

Pilar	EI <sub>exp</sub>	EI <sub>teórico</sub>	EI <sub>exp</sub> /EI <sub>teórico</sub>	Diferença
	kN.mm <sup>2</sup>	kN.mm <sup>2</sup>		%
PM-1	1,30x10 <sup>10</sup>	1,31x10 <sup>10</sup>	0,99	- 0,76
PM-2	2,60x10 <sup>10</sup>	3,02x10 <sup>10</sup>	0,86	- 13,91

Ainda foram comparadas as rigidezes à flexão dos pilares de aço obtidas pelos ensaios iniciais executados antes da concretagem. Os resultados podem ser vistos na Tabela 7.7.

**Tabela 7.7 - Resumo das rigidezes à flexão dos pilares PA-1 e PA-2.**

Pilar	EI kN.mm <sup>2</sup>
PA-1	1,62x10 <sup>9</sup>
PA-2	6,49x10 <sup>9</sup>

É possível notar que o pilar PA-1 apresenta uma rigidez à flexão bem menor que o PA-2. Por se tratar de um pilar com perfis muito leves, era de se esperar que PA-1 apresentasse rigidez menor que PA-2.

Além disso, mesmo não apresentando a mesma configuração de apoios e aplicação de carga, e com um vão menor que o dos modelos PM-1 e PM-2, pode-se notar uma rigidez à flexão muito menor para os perfis PA-1 e PA-2, em relação aos pilares mistos.

#### 7.4. Inspeção visual dos Modelos

Após o ensaio os pilares mistos foram cortados para avaliar suas condições internas. A Figura 7.2 mostra como ficou o interior dos modelos ensaiados.



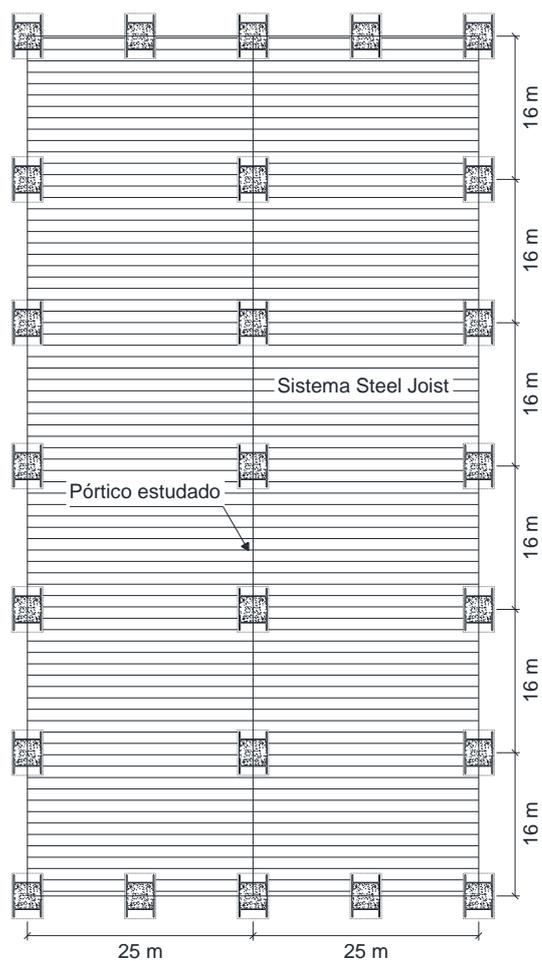
Figura 7.2 - Estado dos modelos após a realização dos ensaios.

Pela análise não foi possível notar grandes danos ao concreto e aos conectores. Notou-se que não houve deslizamento do concreto, uma vez que o deslizamento estava restringido pelas chapas nas extremidades do pilar. Enquanto os modelos estavam sendo demolidos para reciclagem, pôde-se perceber um leve descolamento das superfícies do concreto e do aço, como já havia sido visto durante os ensaios. Todavia, o concreto manteve a integridade no interior dos modelos e não se separou completamente do aço, uma vez que os perfis que conectavam as duas almas e os conectores *stud bolt* não permitiram um descolamento total das superfícies. Também foi possível notar que não houve flambagem das almas, o que indica que os *stud bolts* foram eficientes neste quesito.

### **7.5. Exemplo de aplicação**

Neste estudo de caso será analisado o pórtico central de um galpão sujeito aos carregamentos permanentes e variáveis gerados pela cobertura. O objetivo do estudo é avaliar os perfis mais econômicos, utilizando o sistema misto proposto e um sistema de perfis duplo I formando um perfil tubado, capazes de suportar os esforços solicitantes. A partir disto, faz-se uma comparação entre as soluções obtidas para avaliar qual sistema oferece o melhor custo benefício.

No galpão, os vigamentos principais possuem seis vãos de 16 metros, e além disto os pilares possuem 12 metros de altura, conforme a Figura 7.3.



**Figura 7.3 - Esquema do galpão estudado.**

Os carregamentos permanentes e variáveis considerados nos cálculos estão expostos nas Tabelas 7.8 e 7.9.

**Tabela 7.8 - Ações permanentes atuantes no pórtico estudado.**

Ações permanentes	
Steel Joist e terças	0,18 kN/m <sup>2</sup>
Telhas metálicas	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Peso próprio dos pilares e vigas	0,20kN/m <sup>2</sup>

**Tabela 7.9 - Ações variáveis atuantes no pórtico estudado.**

Ações variáveis	
Sobrecarga	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Forro e serviços	0,15 kN/m <sup>2</sup>
Vento	0,60 kN/m <sup>2</sup>

Considerou-se para os cálculos a aplicação dos carregamentos permanentes e variáveis em todo o comprimento da estrutura estudada, para que fosse analisado o caso mais desfavorável.

Os coeficientes de ponderação utilizados foram determinados de acordo com a ABNT NBR 8800:2008. O coeficiente de ponderação das ações permanentes ( $\gamma_g$ ) é 1,3 e os das ações variáveis ( $\gamma_q$ ) são 1,5 para a sobrecarga e 1,4 para forros e serviços e para o vento.

Foram estudadas duas combinações de ações diferentes.

- Combinação 1 (Sobrecarga predominante)

$$q_d = 1,3G + 1,5Q_1 + 1,4Q_2 + 1,4 \times 0,6 \times W$$

$$q_d = 1,3 \times (0,18 + 0,10 + 0,20) + 1,5 \times 0,25 + 1,4 \times 0,15$$

$$q_d = 1,209 \text{ kN/m}^2$$

Na viga analisada, ou seja, na central:

$$q_d = 1,209 \times 12,5$$

$$q_d = 15,11 \text{ kN/m}$$

Para o vento:

$$W = \left( 12,5 \times \frac{12}{2} \times 0,6 \times \frac{1,1}{7} \right) \times 1,4 \times 0,6$$

$$W = 5,94 \text{ kN}$$

Carga notional:

$$H^* = 0,003 \times q_d \times 96$$

$$H^* = 4,35 \text{ kN}$$

A Figura 7.4 apresenta o pórtico central e os esforços solicitantes devido à combinação 1.

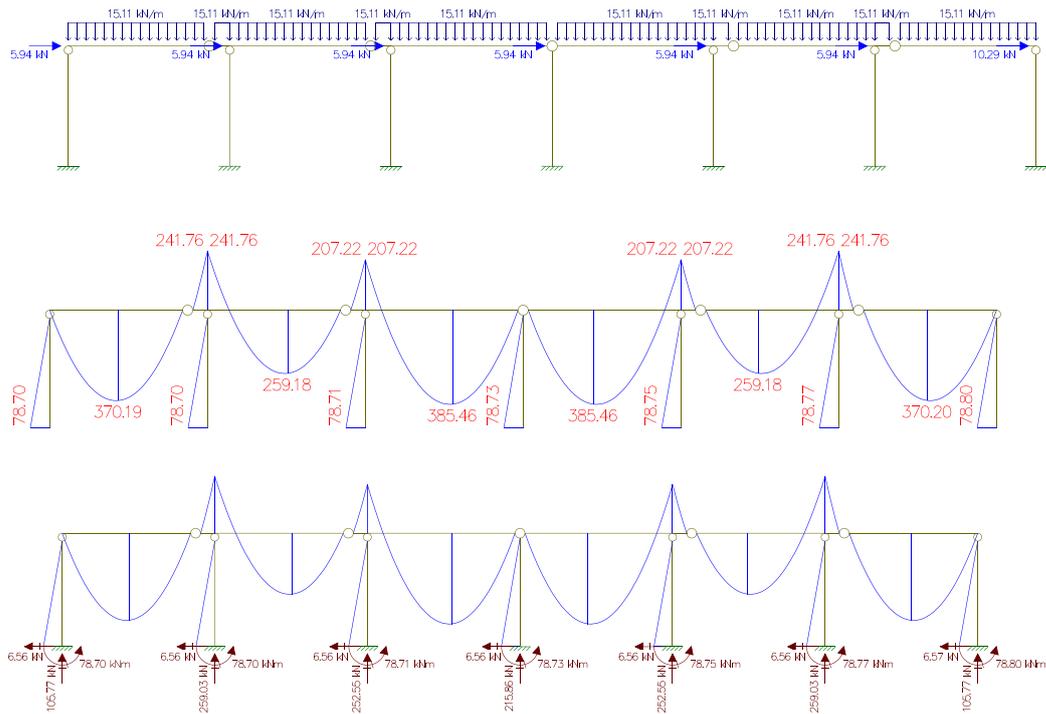


Figura 7.4 - Esforços solicitantes para a combinação 1.

- Combinação 2 (Vento predominante)

$$q_d = 1,3G + 1,5 \times 0,7 \times Q_1 + 1,4 \times 0,7 \times Q_2 + 1,4W$$

$$q_d = 1,3 \times (0,18 + 0,10 + 0,20) + 1,5 \times 0,7 \times 0,25 + 1,4 \times 0,7 \times 0,15$$

$$q_d = 1,0335 \text{ kN/m}^2$$

Na viga analisada, ou seja, na central:

$$q_d = 1,0335 \times 12,5$$

$$q_d = 12,92 \text{ kN/m}$$

Para o vento:

$$W = \left( 12,5 \times \frac{12}{2} \times 0,6 \times \frac{1,1}{7} \right) \times 1,4$$

$$W = 9,9 \text{ kN}$$

Carga notional

$$H^* = 0,003 \times q_d \times 96$$

$$H^* = 3,72 \text{ kN}$$

A Figura 7.5 apresenta o pórtico central e os esforços solicitantes devido à combinação 2.

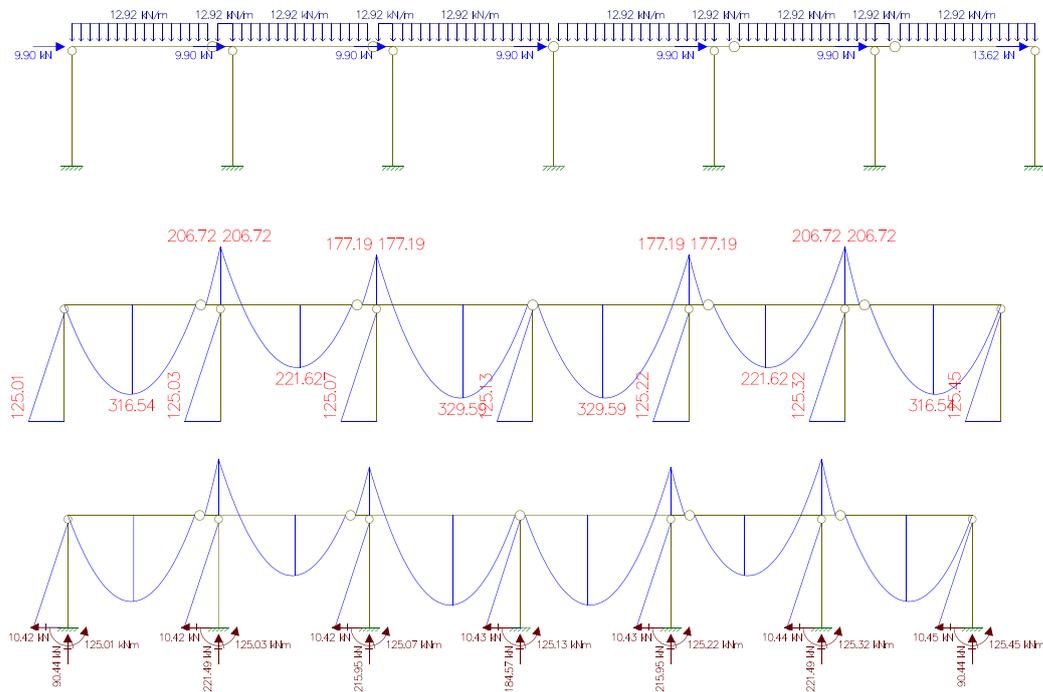


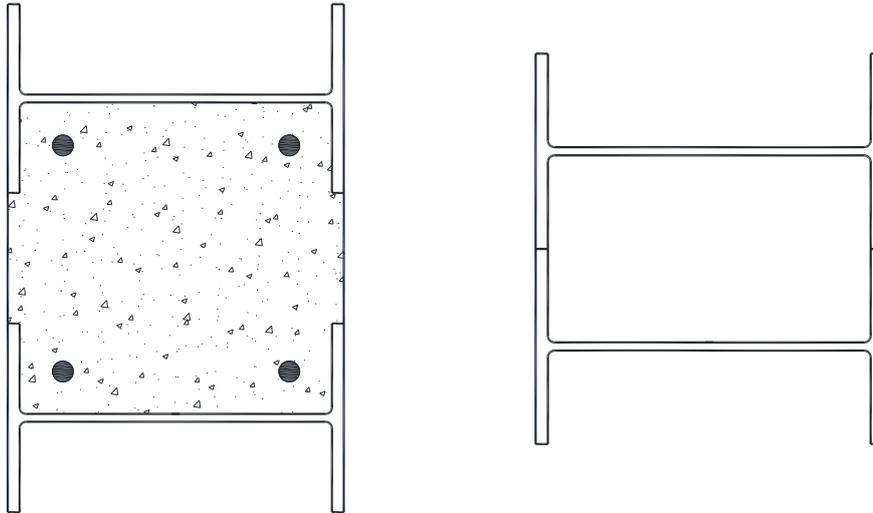
Figura 7.5 - Esforços solicitantes para a combinação 2.

A Tabela 7.10 apresenta os esforços máximos obtidos no programa Ftool no pórtico central.

Tabela 7.10 - Esforços solicitantes no pórtico analisado.

Elemento	Combinação 1		Combinação 2	
	N <sub>sd</sub> kN	M <sub>sd</sub> kN.m	N <sub>sd</sub> kN	M <sub>sd</sub> kN.m
Viga central	-	385,46	-	329,59
Pilares	259,03	78,77	221,49	125,32

As seções transversais utilizadas para as comparações podem ser vistas na Figura 7.6.



**Figura 7.6 - Seções transversais comparadas, do sistema misto e do sistema tubado.**

Os cálculos foram realizados de acordo com as especificações da ABNT NBR 8800:2008 [1], e também com o que foi exposto no Capítulo 2 desta dissertação. Utilizou-se como parâmetro de comparação para cada uma das soluções encontradas o menor consumo de material, portanto, o melhor custo benefício.

Para a verificação da flexo-compressão foram utilizadas as seguintes equações, já mostradas no Capítulo 2:

- para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \times \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{eq. (17)}$$

- para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad \text{eq. (18)}$$

T.U. representa a taxa de utilização do perfil em flexo-compressão, igual ao termo do lado esquerdo das desigualdades (17) e (18).

As comparações foram efetuadas levando em consideração que 1 m<sup>3</sup> de concreto equivale a 100 kg de aço. Deste modo, após determinar a solução mista e a de aço mais eficientes, transformou-se o volume de concreto obtido em uma massa

equivalente de aço, para que fosse possível avaliar qual solução apresentou o melhor custo benefício.

### 7.5.1. Solução para a viga

A Tabela 7.11 apresenta os perfis utilizados para a solução mista e para a que utiliza o perfil duplo I de aço, ambos com flexão no eixo múltiplo.

Tabela 7.11 - Solução para as vigas do pórtico estudado.

Sistema	Perfil	$M_{Rd}$ kN.m	T.U.	Massa equivalente de aço kg
Duplo I	W360x44	458,67	0,84	1408,0
Misto	W310x32,7	393,42	0,98	1137,97

Pela análise da tabela, nota-se que o sistema misto apresentou uma economia em relação ao sistema de aço, uma vez que a diferença de massa equivalente de aço entre as soluções é de 16,88 kg/m. Ao analisar o pórtico inteiro, tem-se uma economia de 1620 kg.

Com estes resultados, pode-se afirmar que o sistema misto proposto apresenta um custo benefício maior em relação ao perfil tubado, quando utilizados como viga. Deve-se ressaltar que para a realização do projeto será necessário aplicar uma contra flecha.

### 7.5.2. Solução para os pilares

Para os pilares, além de avaliar a resistência à flexo-compressão também foi necessário considerar um deslocamento horizontal máximo de  $H/300$  (40mm) para o pórtico estudado. Para verificar este deslocamento utilizou-se no Ftool uma solicitação com  $1W+1H^*$ , ou seja, com o vento e a carga notional sem nenhum fator de ponderação. Esta análise do deslocamento tornou necessário utilizar perfis mais robustos nas soluções obtidas.

A Tabela 7.12 apresenta os perfis utilizados para a solução mista e para a que utiliza o perfil duplo I de aço, ambos com flexão no eixo múltiplo.

**Tabela 7.12 - Solução para os pilares do pórtico estudado.**

<b>Sistema</b>	<b>Perfil</b>	<b>N<sub>Rd</sub></b> <b>kN.m</b>	<b>M<sub>Rd</sub></b> <b>kN.m</b>	<b>T.U.</b>	<b>M. eq. de aço</b> <b>kg</b>	<b>δ</b> <b>mm</b>
Duplo I	W310x97 (H)	5401,77	1161,14	0,15	2328	30,07
Misto	W360x51	3380,75	956,25	0,19	1368,85	39,52

Ao analisar a solução mista e a em aço no eixo múltiplo, nota-se que existe um ganho muito grande de economia ao fazer uso do sistema misto. A economia obtida foi de 79,92 kg/m, ou seja, 959,15 kg por pilar ou ainda 6714 kg ao considerar os sete pilares do pórtico central. Para o pilar misto foi utilizada uma armadura de 25 mm de diâmetro. Além disso, para diminuir o deslocamento da estrutura optou-se por aumentar a distância entre as mesas dos perfis de aço, aumentando a área da seção transversal de concreto. Atentou-se para que fosse mantida uma proporção de até 1:1,5 nas dimensões de altura e largura do pilar misto, por este motivo aumentou-se a distância entre as mesas de 101 mm para 200 mm.

Os pilares ensaiados em laboratório neste trabalho possuíam seis metros de altura, como foi dito anteriormente. Para pilares de seis a oito metros de altura chegou-se à conclusão de que uma distância entre mesas de 100 mm é suficiente. Porém, para pilares de oito a doze metros, recomenda-se aumentar esta distância para aumentar a rigidez e reduzir o deslocamento horizontal da peça.

No caso estudado não foi feito o uso de contraventamento ou nenhuma mão francesa, visando reduzir o deslocamento do pilar. Por este motivo foi necessário utilizar perfis mais pesados e robustos e com uma distância entre mesas maior.

De modo geral, ao analisar os resultados obtidos neste estudo de caso, chega-se à conclusão de que o sistema misto representa uma ótima solução, uma vez que gera uma grande economia e que apresenta uma resistência muito elevada.

## 8

# Considerações finais e sugestões para trabalhos futuros

### 8.1.

#### Considerações finais

Neste trabalho foi realizado um estudo sobre o comportamento estrutural de um novo modelo de pilares mistos. Buscou-se propor um modelo com um bom custo benefício e com uma fabricação fácil e rápida. Em resumo, buscou-se um sistema com uma resistência suficiente para compensar os custos de produção e obter competitividade em relação a outros sistemas existentes no mercado. Procurou-se compreender o comportamento misto aço-concreto e a capacidade resistente à flexão do pilar proposto. Para isto executou-se uma análise dos deslocamentos, esforços, tensões e deformações da estrutura através de um programa experimental com modelos em escala real e de uma comparação com os resultados teóricos.

A partir da análise experimental foi possível obter informações que ajudaram compreender o comportamento à flexão dos pilares mistos propostos. Pôde-se notar que não houve deslizamento do concreto durante nenhum dos ensaios, nem mesmo no ensaio de carga para o estado limite último. Isto se deve ao fato de haver chapas nas duas extremidades do pilar, confinando o concreto entre os dois perfis de aço. Ficou evidente que o comportamento dos pilares ensaiados, durante a fase elástica, foi condizente com o modelo teórico. A diferença entre os deslocamentos obtidos por meio da formulação da ABNT NBR 8800:2008 [1] foi muito pequena tanto para o PM-1 quanto para o PM-2.

Em relação às tensões, percebeu-se que as maiores tensões foram obtidas na região central do pilar. As deformações nesta região demonstraram que houve plastificação das mesas e das almas dos perfis de aço neste trecho. Além disso, pôde-se notar que não houve plastificação nas regiões distantes dos pontos de aplicação de carga. Ao analisar o concreto, notou-se fissuração do concreto na região central, próximo aos pontos de aplicação de carga, mas também na região dos conectores das extremidades. Isto demonstra que também ocorreu uma concentração de tensões na região dos conectores.

As rigidezes obtidas experimentalmente para os modelos estudados foram inferiores às rigidezes obtidas através da análise teórica das estruturas. Além disso, foi possível notar um aumento significativo nas rigidezes dos pilares após adicionar o concreto.

Em relação à resistência, foi possível notar que os valores obtidos experimentalmente foram superiores aos valores previstos para a resistência última segundo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 [1].

Notou-se que não houve flambagem das almas, o que pode indicar que os *stud bolts* foram eficientes neste sentido.

Os modelos PM-1 e PM-2 atingiram deslocamentos de, respectivamente, 179,31 ( $v\tilde{a}o/32,6$ ) e 180,82 ( $v\tilde{a}o/32,3$ ), que são deslocamentos considerados excessivos, uma vez que superam o valor de  $v\tilde{a}o/50$ . Este critério foi utilizado para determinar o término dos ensaios, devido a possíveis instabilidades dos apoios.

Os resultados experimentais dos modelos PM-1 e PM-2 mostram que o sistema misto proposto apresenta grande ductilidade no comportamento à flexão, permitindo grande capacidade de rotação sem apresentar ruína.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios e no estudo de caso, pode-se afirmar que o sistema proposto de pilares mistos é uma opção que pode ser usada em projetos de engenharia, por ser de fácil fabricação, por fornecer um bom custo benefício e também por permitir usar perfis de baixa resistência e leves que não poderiam ser utilizados sozinhos, como por exemplo o perfil utilizado no estudo, W310x21, que é um perfil muito fraco estruturalmente. O estudo de caso mostra que ao utilizar o sistema misto proposto, tem-se uma economia muito grande ao comparar com um perfil duplo I no mesmo eixo de flexão, evidenciando a eficiência do sistema.

Por fim, pode-se citar algumas das vantagens do sistema misto estudado nesta pesquisa:

- Possibilita a utilização de perfis que possuem baixa resistência estrutural ao serem utilizados isoladamente;
- Fabricação fácil, rápida e sem necessidade de formas;
- Gera um aumento da resistência e da rigidez em relação à estruturas de aço;
- Reduz o peso da estrutura;

- Excelente custo benefício.

## 8.2. Sugestões para trabalhos futuros

Alguns fatores dos pilares propostos ainda podem ser estudados visando melhorar o custo benefício e a competitividade do sistema. Dentre eles, sugere-se para trabalhos futuros:

- Realizar um estudo paramétrico e avaliar a melhor configuração geométrica para o modelo proposto, determinando assim a distância ideal entre as mesas dos perfis de aço. Deve-se levar em conta neste estudo a resistência última à flexão e a rigidez da estrutura;
- Estudar a influência dos conectores *stud bolt* mais a fundo;
- Elaborar uma análise comparativa mais completa entre o modelo proposto e os sistemas de pilares já existentes no mercado;
- Avaliar a contribuição do concreto através da variação de sua resistência;
- Elaborar um estudo experimental para avaliar o comportamento à flexo-compressão do modelo proposto.

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237p.
- [2] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1994-1-1:** Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building . Brussels, 2004. 121p.
- [3] NETHERCOT, D. A.; **Composite Construction**. 1. ed. Taylor & Francis, 2004. 242p.
- [4] ANDRADE S. A. L.; VELLASCO P. C. G. S.; **Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço**. 1. ed. Rio de Janeiro. Elsevier: Editora PUC-Rio; 2016. 408p.
- [5] GRIFFIS, L. G.; The 1994 T.R. High Lecture: Composite Frame Construction. In: **National Steel Construction Conference**, Pittsburgh, Pennsylvania, 1994. Proceedings. New York, AISC. v.1, p.1.1-1.72.
- [6] ALVA, G. M. S.; **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. São Paulo, 2000. 296p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [7] MALITE, M.; **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. São Paulo, 1990. 152p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323:** Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013. 66p.
- [9] DE NARDIN, S.; **Estudo teórico - experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. São Paulo, 1999. 162p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- [10] FIGUEIREDO, L.; **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. São Paulo, 1998. 160p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [11] BIANCHI, F. R.; Análise Do Comportamento Dos Pilares Mistos Considerando a Utilização De Conectores De Cisalhamento. In: X Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. **I Conferência Latino-Americana de Construção Sustentável (ENTAC/ciaCS'04)**. São Paulo, 2004. 15p.
- [12] JOHNSON, R. P.; **Composite structures of steel and concrete Composite Structures of Steel and Concrete**. 3. ed. Blackwell Publishing, 2004. 247p.
- [13] ROCHA, P. A. S., SILVA, K. I.; Construção da curva de interação para pilares mistos de aço e concreto totalmente revestidos com base nos domínios de deformação de seções de concreto armado. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 4, p. 447-466, 2015.
- [14] PEREIRA, M. F.; **Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos**. São Paulo, 2014. 186p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- [16] VELLASCO P. C. G. S., LIMA L. R. O., ANDRADE S. A. L., VELLASCO M. M. B. R., SILVA L. A. P. S.; **Modelagem de Estruturas de Aço e Mistas**. 1. ed. Rio de Janeiro. Elsevier; 2014. 343p.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13p.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 9p.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015. 9p.