

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE VIGAS MISTAS
CONSTITUÍDAS DE PERFIL DE AÇO TUBULAR RETANGULAR
PREENCHIDO COM CONCRETO AUTOADENSÁVEL EM ESCALA
REAL**

Jacqueline Maria Flor

F632e

Flor, Jacqueline Maria.

Estudo experimental e numérico de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular retangular preenchido com concreto autoadensável em escala real [manuscrito] / Jacqueline Maria Flor. - 2018.
xxx, 344 f., enc.: il.

Orientador: Ricardo Hallal Fakury.

Coorientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais,
Escola de Engenharia.

Apêndices e anexos: f. 305-344.

Bibliografia: f. 299-303.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Aço tubular - Estruturas - Teses. 3. Construção mista - Teses. I. Fakury, Ricardo Hallal. II. Caldas, Rodrigo Barreto. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE VIGAS MISTAS
CONSTITUÍDAS DE PERFIL DE AÇO TUBULAR RETANGULAR
PREENCHIDO COM CONCRETO AUTOADENSÁVEL EM ESCALA REAL"**

Jacqueline Maria Flor

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Doutor em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas
DEES - UFMG (Coorientador)

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES - UFMG

Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall
DEES - UFMG

Prof. Dr. Eduardo de Miranda Batista (a distância)
COPPE - UFRJ

Profa. Dra. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs (a distância)
EESC - USP

Belo Horizonte, 03 de abril de 2018

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Same (in memoriam) e Aparecida,
dedico este trabalho.*

AGRADECIMENTOS

Ao final desta longa jornada, gostaria de expressar a minha profunda gratidão e apreço a todos que colaboraram para a realização deste trabalho.

Ao Prof. Ricardo Hallal Fakury, por sua inquestionável e competente orientação, por seus ensinamentos e companheirismo, transformando os anos de convívio em uma agradável experiência comum e respeitosa amizade.

Ao Prof. Rodrigo Barreto Caldas, por seu apoio incondicional e valiosa contribuição ao programa experimental e ao estudo de modelagem numérica.

À Vallourec Tubos do Brasil S.A., pelo apoio ao desenvolvimento tecnológico, pela doação dos tubos de aço e o suporte financeiro ao projeto. Em especial, agradeço ao Eng. Afonso Henrique Mascarenhas de Araújo, por apoiar nossas idéias e fundamentalmente incentivar o início do desenvolvimento da pesquisa.

À LafargeHolcim, especialmente ao Eng. Gláucio de Castro Santos e ao Eng. Rodrigo Trevizani, pela receptividade e parceria no apoio tecnológico e pelo fornecimento do concreto autoadensável para o preenchimento dos tubos de aço e a concretagem das lajes maciças.

À Pórtico Construções Metálicas, especialmente ao Eng. Stefano Milani que, com competência e eficiência, coordenou a fabricação dos tubos de aço.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo apoio financeiro.

Ao Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEEs) do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, na pessoa de seu coordenador, Prof. Francisco Carlos Rodrigues, e aos técnicos Geraldo Evaristo da Silva, Afonso Geraldo da Silva e Luiz Carlos Silva, pelo inestimável auxílio prestado em todas as etapas experimentais do trabalho.

Ao Sr. José Pereira Lô, funcionário do Departamento de Manutenção de Infraestrutura da UFMG, pela confecção das fôrmas das lajes maciças de concreto armado e dos blocos de fundação.

Ao Laboratório de Ensaios de Sistemas Construtivos (LESC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade FUMEC, na pessoa de seus coordenadores, Prof. Eduardo Chahud e Prof. Luiz Antônio Melgaço Nunes Branco, pela parceria na realização dos ensaios de caracterização do concreto autoadensável no estado endurecido e, de forma especial, ao técnico Luciano Moreira do Carmo.

Ao Prof. José Ricardo Queiroz Franco, pela oportunidade de desenvolver o estudo de modelagem numérica nas dependências do Centro Avançado de Desenvolvimento Tecnológico e Ensino da Computação Gráfica (CADTEC) do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG.

Ao Davi Pedrosa de Aguiar, por sua inestimável contribuição no estudo de modelagem numérica, em especial, desenvolvendo scripts na linguagem de programação computacional Python para parametrizar os modelos e automatizar as simulações numéricas.

Ao Prof. Felício Bruzzi Barros, coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG e às secretárias Maria Inês Miranda de Souza, Juliana Xavier de Castro e Patrícia Aparecida da Silva pelo suporte nas questões burocráticas do programa.

À Fátima Aparecida de Carvalho, Iracema Alves Torres e Lucíola Maria Canedo Alves, secretárias do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, por seu incentivo e inestimável disponibilidade no trabalho administrativo para o bom andamento do trabalho.

Ao Prof. Élvio Mosci Piancastelli, por sua amizade, por seus valiosos *insights* que muito enriqueceram este estudo e por sua participação direta na instrumentação das lajes maciças de concreto armado.

Ao Prof. Estevão Bicalho Pinto Rodrigues por seus ensinamentos transmitidos desde minha graduação, por sua sincera amizade e confiança em minhas habilidades como engenheira.

À Profa. Carmen Couto Ribeiro, por nossa preciosa amizade, por seus gestos e palavras de afeto, incentivo e segurança manifestos em todos os seus atos e transmitidos em momentos cruciais.

Ao psicanalista Márcio Zola Santiago, cujo trabalho foi fundamental para que eu encontrasse equilíbrio emocional e força espiritual necessários para vencer os desafios desta qualificação.

Aos meus irmãos, Christine e Paulo, pelo amor fraterno, afeto, apoio e solidariedade nesta longa caminhada.

Aos meus pais, Same (*in memoriam*) e Aparecida, modelos de ética, dedicação e amor, por sua total confiança em minhas capacidades e por sempre apoiar minhas aspirações pessoais e profissionais.

Ao meu esposo, Flávio, e ao meu filho, Lucas, que mesmo se privando de tantas horas de convívio, sempre souberam dar amor, carinho, compreensão e incentivo.

Finalmente, a todas as pessoas que contribuíram direta e indiretamente para a realização e conclusão deste trabalho.

*“All journeys have secret destinations of which
the traveler is unaware.”*

Martin Buber

*“Magic is believing in yourself, if you can do that
you can make anything happen.”*

Goethe

RESUMO

Elementos estruturais constituídos por tubos de aço preenchidos com concreto apresentam uma série de vantagens quando comparados a elementos de concreto armado ou de aço isolados. Este trabalho, que envolve análises experimental e numérica, tem por objetivo a investigação do comportamento estrutural à flexão pura de vigas mistas constituídas de um perfil de aço tubular retangular preenchido com concreto autoadensável, associado ou não a uma laje de concreto maciça ligada à mesa superior do perfil de aço. Na análise experimental foram utilizados protótipos em escala real e empregados perfis de aço tubulares retangulares com dimensões nominais de $250 \times 150 \times 6,4$ mm e resistência nominal ao escoamento de 300 MPa e concreto autoadensável com espalhamento nominal de 660-750 mm e resistência característica à compressão de 30 MPa. Inicialmente, foram realizados testes de concretagem em dois protótipos de 12 m de comprimento para se investigar a viabilidade executiva do preenchimento com concreto de tubos de aço retangulares, em escala real, posicionados horizontalmente, visando à sua aplicação no canteiro de obras. Na sequência, doze protótipos de 6 m de comprimento foram submetidos ao ensaio de flexão de 4 pontos, incluindo dez vigas mistas e duas vigas puramente de aço para comparação. Os parâmetros investigados foram a condição da interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, a taxa de armadura passiva do núcleo de concreto e a presença de uma laje maciça de concreto sobreposta ao perfil de aço tubular retangular. Um modelo numérico tridimensional baseado no Método dos Elementos Finitos foi desenvolvido utilizando o software ABAQUS para simular o comportamento das vigas mistas. O modelo foi calibrado e verificado com base nos resultados obtidos experimentalmente. Na sequência, o modelo foi empregado em um estudo paramétrico para se avaliar a influência de parâmetros específicos no comportamento das vigas mistas. Os resultados experimentais e numéricos obtidos para o momento fletor resistente e para a rigidez à flexão foram comparados entre si e com valores teóricos determinados com base em procedimentos normativos nacionais e internacionais vigentes.

Palavras-chave: viga mista de aço e concreto; tubo de aço preenchido com concreto; concreto autoadensável; momento fletor resistente; rigidez à flexão

ABSTRACT

Concrete-filled steel tube structural members offer numerous advantages over reinforced concrete or steel tube elements alone. This doctoral research reports results of a study that aims to investigate the structural behavior of real scale composite beams consisting of a rectangular steel tube filled with concrete, associated or not with a concrete solid slab placed over the superior flange of the steel component. Rectangular steel tubes of 250×150×6.4 mm in dimensions and 300 MPa of yield strength were used. Self-consolidating concrete with slump flow of 660-750 mm and characteristic concrete strength of 30 MPa was used to infill the steel tubes. Concrete-filling tests were carried out on two beam specimens of 12-m in length to investigate the feasibility of casting horizontally real-scale rectangular tubes, aiming at its application at the construction site. A total of twelve 6-m long specimens were subjected to flexural test afterward, including ten CFST beams and two steel hollow section (SHS) beams for comparison. The parameters investigated were the steel-concrete interface condition, the reinforcement ratio of the concrete core and the association of a concrete solid slab placed over the rectangular steel tube. A tridimensional finite element model was developed in ABAQUS software to simulate the flexural behavior of CFST beams. The model was calibrated and validated against experimental results. The model was then used to conduct a parametric study to evaluate the influence of specific parameters on the behavior of CFST beams. The experimental and numerical results for the the beam flexural capacity and the flexural stiffness were compared with each other and with theoretically predicted values determined in accordance to either national and international standards.

Keywords: steel-concrete composite beam, concrete-filled steel tube, self-consolidating concrete, flexural capacity, flexural stiffness

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Diferentes concepções de vigas mistas	3
Figura 1.2 – Perfis de aço tubulares preenchidos com concreto: seções transversais típicas.....	4
Figura 1.3 – Estrutura da pesquisa sobre estruturas tubulares de aço preenchidas com concreto	5
Figura 1.4 - Modos de falha em vigas sob flexão simples	7
Figura 1.5 – Seção transversal das vigas mistas.....	8
Figura 1.6 - Cobertura do aeroporto Tancredo Neves, MG, Brasil	10
Figura 1.7 - Cobertura do aeroporto de Congonhas, SP, Brasil	10
Figura 2.1 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Lu e Kennedy (1994).....	17
Figura 2.2 – Curvas momento <i>versus</i> curvatura dos protótipos ensaiados por Lu e Kennedy (1994).....	19
Figura 2.3 – Modelo de arco atirantado proposto por Lu e Kennedy (1994).....	20
Figura 2.4 – Movimentação da linha neutra dos protótipos ensaiados por Lu e Kennedy (1994)	22
Figura 2.5 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Elchalakani <i>et al.</i> (2001).....	27
Figura 2.6 – Comportamento das vigas mistas esbeltas sob flexão simples idealizado por Elchalakani <i>et al.</i> (2001).....	29
Figura 2.7 – Modelo analítico proposto por Elchalakani <i>et al.</i> (2001).....	31
Figura 2.8 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Han (2004).....	33
Figura 2.9 – Modo de falha típico dos protótipos ensaiados por Han (2004)	34
Figura 2.10 – Curva momento-curvatura típica dos protótipos ensaiados por Han (2004).....	34
Figura 2.11 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Gho e Liu (2004)	37
Figura 2.12 – Enrugamento nos protótipos ensaiados por Gho e Liu (2004).....	38
Figura 2.13 – Modo de falha típico do concreto nos protótipos ensaiados por Gho e Liu (2004)	38
Figura 2.14 – Curvas momento <i>versus</i> flecha de protótipos ensaiados por Gho e Liu (2004).	39
Figura 2.15 – Modo de falha típico dos protótipos circulares ensaiados por Han <i>et al.</i> (2006)	41
Figura 2.16 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)	43

Figura 2.17 – Modo de falha típico dos protótipos ensaiados por Soundararajan e Shanmugasundaram (2008).....	44
Figura 2.18 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Jiang <i>et al.</i> (2013).....	45
Figura 2.19 – Curvas carga <i>versus</i> flecha dos protótipos ensaiados por Jiang <i>et al.</i> (2013) ...	46
Figura 2.20 – Seção transversal dos protótipos ensaiados por Jiang <i>et al.</i> (2013).....	47
Figura 2.21 – Modelo analítico proposto por Jiang <i>et al.</i> (2013).....	48
Figura 2.22 - Diagrama tensão-deformação para o aço no modelo numérico de Wang <i>et al.</i> (2014)	50
Figura 2.23 – Condições de contorno e discretização do modelo numérico de Wang <i>et al.</i> (2014)	52
Figura 2.24 – Curva momento <i>versus</i> deformação longitudinal no aço típica observada por Wang <i>et al.</i> (2014)	53
Figura 2.25 – Modos de falha típicos para tubos de aço retangulares preenchidos com concreto observados por Wang <i>et al.</i> (2014)	54
Figura 2.26 – Influência das razões dimensionais nas tensões de contato observada por Wang <i>et al.</i> (2014)	54
Figura 2.27 – Influência das razões dimensionais nos momentos máximos observada por Wang <i>et al.</i> (2014)	54
Figura 2.28 – Mecanismo de transferência de carga observado por Wang <i>et al.</i> (2014).....	55
Figura 3.1 - Fabricação de perfis tubulares circulares	64
Figura 3.2 - Fabricação de perfis tubulares retangulares	64
Figura 3.3 – Dimensões dos perfis tubulares retangulares.....	65
Figura 3.4 – Aparelhagem para os ensaios de aceitação do concreto autoadensável	74
Figura 3.5 – Ensaio de espalhamento pelo cone de Abrams.....	77
Figura 3.6 – Evolução da resistência à compressão do concreto	82
Figura 3.7 – Evolução do módulo de elasticidade do concreto	82
Figura 3.8 – Módulo de elasticidade <i>versus</i> raiz quadrada da resistência à compressão do concreto.....	82
Figura 3.9 – Dimensões do conector em perfil U laminado	85
Figura 3.10 – Protótipos dos ensaios de concretagem	90
Figura 3.11 – Ensaio de flexão: instalação dos espaçadores	93
Figura 3.12 – Dimensões da laje de concreto maciça colaborante	95
Figura 3.13 – Distribuição dos conectores de cisalhamento	97
Figura 3.14 – Aferição da espessura da parede dos tubos de aço	99

Figura 3.15 – Aferição do raio externo de concordância	100
Figura 4.1– Homogeneização da seção transversal mista	107
Figura 4.2 – Distribuição linear de tensões na seção transversal homogeneizada	108
Figura 4.3 – Ensaio de flexão de quatro pontos	110
Figura 4.4 – Distribuição de tensões plásticas sob momento positivo: LNP na alma.....	115
Figura 4.5 – Distribuição de tensões plásticas sob momento positivo: LNP na mesa superior	115
Figura 4.6 – Distribuição de tensões plásticas sob momento positivo: LNP na laje.....	116
Figura 5.1 – Ensaio de flexão: recebimento dos tubos de aço	123
Figura 5.2 – Ensaio de flexão: recebimento das armações	123
Figura 5.3 – Ensaio de concretagem: preparação dos tubos de aço.....	124
Figura 5.4– Ensaio de concretagem: recebimento do concreto usinado	125
Figura 5.5 - Ensaio de concretagem: funil de PVC para concretagem sem pressão.....	126
Figura 5.6 - Ensaio de concretagem: dispositivo metálico para concretagem com pressão .	127
Figura 5.7 – Ensaio de concretagem: instalação dos dispositivos para lançamento do concreto	128
Figura 5.8 - Ensaio de concretagem: término do preenchimento dos tubos de aço.....	128
Figura 5.9 - Ensaio de concretagem: desforma do protótipo CON-VM-SP (sem pressão)..	130
Figura 5.10 - Ensaio de concretagem: desforma do protótipo CON-VM-CP (com pressão)	130
Figura 5.11 - Ensaio de concretagem: padrão de descontinuidades na face superior do núcleo	130
Figura 5.12 - Ensaio de concretagem: grandes descontinuidades na face superior do núcleo	130
Figura 5.13 – Tipos de imperfeição no núcleo de concreto.....	131
Figura 5.14 – Ensaio de flexão: designação dos extensômetros na armadura.....	134
Figura 5.15 – Ensaio de flexão: instrumentação da armadura	136
Figura 5.16 – Ensaio de flexão: instalação de espaçadores	136
Figura 5.17 – Ensaio de flexão: inserção da armadura passiva	138
Figura 5.18 – Ensaio de flexão: tratamento da superfície interna.....	138
Figura 5.19 – Ensaio de flexão: fôrma da laje de concreto.....	139
Figura 5.20 – Ensaio de flexão: alça para içamento das vigas mistas com laje colaborante	139
Figura 5.21 – Ensaio de flexão: içamento das vigas mistas com laje colaborante	140
Figura 5.22 – Ensaio de flexão: inserção da armação da laje sobre a fôrma	141

Figura 5.23 – Ensaio de flexão: proteção da fôrma e da armação da laje contra as intempéries	141
Figura 5.24 – Ensaio de flexão: fechamento das extremidades.....	141
Figura 5.25 – Ensaio de flexão: concretagem dos protótipos sem laje colaborante.....	143
Figura 5.26 – Ensaio de flexão: moldagem dos corpos-de-prova	143
Figura 5.27 – Ensaio de flexão: concretagem dos protótipos com laje colaborante	144
Figura 5.28 – Ensaio de flexão: concretagem dos blocos de apoio.....	144
Figura 5.29 – Ensaio de flexão: cura das lajes de concreto.....	145
Figura 5.30 – Ensaio de flexão: designação dos extensômetros no perfil de aço.....	147
Figura 5.31 – Ensaio de flexão: instrumentação do perfil de aço.....	147
Figura 5.32 – Ensaio de flexão: designação dos extensômetros na laje de concreto	148
Figura 5.33 – Ensaio de flexão: instrumentação da laje.....	148
Figura 5.34 – Ensaio de flexão: tratamento da superfície da laje para colagem dos extensômetros.....	149
Figura 5.35 – Ensaio de flexão: preparação da superfície da laje para apoiar a viga de transmissão.....	150
Figura 5.36 – Ensaio de flexão: apicoamento do concreto nas aberturas circulares	151
Figura 5.37 – Ensaio de flexão: esquema para as vigas de aço (protótipos FLX-VA)	153
Figura 5.38 – Ensaio de flexão: esquema para as vigas mistas sem laje colaborante (protótipos FLX-VM-SL)	153
Figura 5.39 – Ensaio de flexão: esquema para as vigas mistas com laje colaborante (protótipos FLX-VM-CL).....	153
Figura 5.40 – Ensaio de flexão: montagem do ensaio da viga de aço (protótipos FLX-VA)	155
Figura 5.41 – Ensaio de flexão: montagem do ensaio da viga mista sem laje colaborante (protótipos FLX-VM-SL)	155
Figura 5.42 – Ensaio de flexão: montagem do ensaio da viga mista com laje colaborante (protótipos FLX-VM-CL).....	155
Figura 5.43 – Ensaio de flexão: histórico do carregamento	157
Figura 5.44 – Ensaio de flexão: procedimentos para visualização do padrão de fissuração	161
Figura 6.1 – Resultados teóricos: aumento relativo de peso.....	165
Figura 6.2 – Resultados teóricos: aumento relativo de momento resistente e de rigidez à flexão	165

Figura 6.3 – Resultados teóricos: parcelas contribuintes para o momento resistente nominal	166
Figura 6.4 – Ensaio de flexão: curvas momento-deslocamento (TD1).....	168
Figura 6.5 – Ensaio de flexão: comparação entre rigidez à flexão teórica e experimental...	171
Figura 6.6 – Ensaio de flexão: comparação entre momento resistente teórico e experimental	171
Figura 6.7 – Resultados experimentais: efeito da força localizada nas vigas de aço	173
Figura 6.8 – Resultados experimentais: ensaio de flexão de viga de aço.....	173
Figura 6.9 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VA	174
Figura 6.10 – Resultados experimentais: ensaio de flexão de viga mista sem laje colaborante	175
Figura 6.11 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-ST	178
Figura 6.12 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-CT	178
Figura 6.13 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-TB.....	179
Figura 6.14 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-TA.....	179
Figura 6.15 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-ST	180
Figura 6.16 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-CT	180
Figura 6.17 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-TB	181
Figura 6.18 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-TA	181
Figura 6.19 – Ensaio de flexão: deformações no aço da armadura: série FLX-VM-SL-TB	182
Figura 6.20 – Ensaio de flexão: deformações no aço da armadura: série FLX-VM-SL-TA	182
Figura 6.21 – Resultados experimentais: ensaio de flexão de viga mista com laje colaborante	184
Figura 6.22 – Ensaio de flexão: ruptura da laje de concreto do protótipo FLX-VM-CL-2	184
Figura 6.23 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-CL.....	185
Figura 6.24 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-CL	186
Figura 6.25 – Ensaio de flexão: deformações no aço da armadura passiva:série FLX-VM-CL	187
Figura 6.26 – Ensaio de flexão: extensometria da laje de concreto: série FLX-VM-CL	188

Figura 6.27 – Ensaio de flexão: deformações no concreto da laje maciça (face anterior): série FLX-VM-CL.....	188
Figura 6.28 – Ensaio de flexão: deformações no concreto da laje maciça (face posterior): série FLX-VM-CL	188
Figura 6.29 – Ensaio de flexão: deslizamento relativo entre o tubo de aço e a laje de concreto: série FLX-VM-CL	189
Figura 6.30 – Ensaio de flexão: curvas momento-deslocamento (TD2 e TD3).....	190
Figura 6.31 – Ensaio de flexão: curvas de deslocamento vertical.....	192
Figura 6.32 – Ensaio de flexão: escorregamento entre tubo de aço e núcleo de concreto ...	195
Figura 6.33 – Ensaio de flexão: curvas momento-escorregamento entre tubo de aço e núcleo de concreto	196
Figura 6.34 – Ensaio de flexão: influência da taxa da armadura no momento resistente	198
Figura 6.35 – Ensaio de flexão: influência da taxa da armadura no rigidez à flexão.....	198
Figura 6.36 – Ensaio de flexão: extensômetros na face superior da laje (vista anterior) do protótipo FLX-VM-CL-1	201
Figura 6.37 – Ensaio de flexão: extensômetros na face superior da laje (vista posterior) do protótipo FLX-VM-CL-1	201
Figura 6.38 – Ensaio de flexão: término do ensaio do protótipo FLX-VM-CL-2	202
Figura 6.39 – Ensaio de flexão: propagação das fissuras na face inferior da laje maciça do protótipo FLX-VM-CL-2	203
Figura 6.40 – Ensaio de flexão: imperfeições do núcleo de concreto	204
Figura 6.41 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-CT-1	206
Figura 6.42 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-ST-2.....	207
Figura 6.43 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-TB-2	208
Figura 6.44 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-TA-2	209
Figura 6.45 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-CL-2	210
Figura 7.1 - Modelo numérico da viga de aço	214
Figura 7.2 - Sistema de eixos coordenados referente ao modelo numérico da viga de aço...	214
Figura 7.3 - Efeito de diferentes relações σ - ε do aço em curvas N - ε	215
Figura 7.4 - Relação σ - ε do aço do perfil tubular	216
Figura 7.5 - Tipos de elementos finitos empregados na modelagem da viga de aço.....	217
Figura 7.6 – Influência do tipo de elemento usado na discretização do perfil tubular no comportamento da viga de aço.....	217
Figura 7.7 - Refinamento da malha nos cantos curvos do modelo da viga de aço	218

Figura 7.8 - Modelagem do apoio para o modelo numérico da viga de aço	220
Figura 7.9 - Aplicação do carregamento para o modelo numérico da viga de aço	221
Figura 7.10 - Curvas $M-\delta$ para o modelo numérico da viga de aço.....	224
Figura 7.11 - Geometria deformada do modelo numérico da viga de aço	225
Figura 7.12 - Modelo numérico da viga mista.....	229
Figura 7.13 - Partes componentes do modelo numérico da viga mista.....	229
Figura 7.14 - Sistema de eixos coordenados referente ao modelo numérico da viga mista...	229
Figura 7.15 - Degradação da rigidez elástica do concreto.....	231
Figura 7.16 - Relação $\sigma-\varepsilon$ do concreto à compressão uniaxial adotada pelo EC2	234
Figura 7.17 - Relações $\sigma-\varepsilon$ do concreto à compressão uniaxial	235
Figura 7.18 - Comparação entre as relações $\sigma-\varepsilon$ do concreto à compressão uniaxial.....	236
Figura 7.19 - Relações $\sigma-\varepsilon$ do concreto à tração	237
Figura 7.20 – Conceito de energia de fratura	238
Figura 7.21 - Modelo normalizado de Bézier para o efeito de <i>tension stiffening</i>	239
Figura 7.22 - Modelo constitutivo do aço da armadura.....	241
Figura 7.23 - Tipos de elementos finitos empregados na modelagem da viga mista.....	242
Figura 7.24 - Refinamento da malha nos cantos curvos do modelo de viga mista	243
Figura 7.25 – Restrições referentes aos planos de simetria xy e yz para o modelo numérico da viga mista.....	243
Figura 7.26 – Tipos de modelagem do carregamento no modelo numérico da viga mista....	245
Figura 7.27 – Modelagem das imperfeições iniciais na face superior do núcleo de concreto	247
Figura 7.28 - Estudo de sensibilidade da discretização da malha para o modelo numérico da viga mista: comparação entre as curvas $M-\delta$	249
Figura 7.29 - Estudo de sensibilidade da discretização da malha para o modelo numérico da viga mista: comparação entre os parâmetros	250
Figura 7.30 – Influência da relação $\sigma-\varepsilon$ do modelo do concreto à compressão no comportamento da viga mista.....	251
Figura 7.31 – Modelo de Bézier para o efeito de <i>tension stiffening</i> em função da abertura de fissura para o concreto do núcleo	251
Figura 7.32 – Influência da abertura de fissura w_c do modelo do concreto do núcleo à tração no comportamento da viga mista.....	252
Figura 7.33 - Estudo de sensibilidade da modelagem do carregamento para o modelo numérico da viga mista sem laje colaborante.....	252

Figura 7.34 – Influência do ângulo de dilatância ψ do comportamento plástico do concreto do núcleo no comportamento da viga mista.....	253
Figura 7.35 – Influência da razão f_{b0}/f_c do comportamento plástico do concreto no comportamento da viga mista	254
Figura 7.36 – Influência da razão K_c do comportamento plástico do concreto no comportamento da viga mista	255
Figura 7.37 – Influência da modelagem da interface aço-concreto no comportamento da viga mista.....	256
Figura 7.38 – Modelo de Bézier para o efeito de de <i>tension stiffening</i> em função da abertura de fissura para o concreto da laje	258
Figura 7.39 – Influência da abertura de fissura w_c do modelo do concreto da laje à tração no comportamento da viga mista	258
Figura 7.40 – Influência do ângulo de dilatância ψ do comportamento plástico do concreto no comportamento da viga mista	258
Figura 7.41 – Modelagem do carregamento no modelo numérico da viga mista com laje colaborante.....	259
Figura 7.42 – Estudo de sensibilidade da modelagem do carregamento para o modelo numérico da viga mista com laje colaborante.....	259
Figura 7.43 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-ST	261
Figura 7.44 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-CT	261
Figura 7.45 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-TB.....	261
Figura 7.46 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-TA.....	262
Figura 7.47 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-CL.....	262
Figura 7.48 – Influência do tipo de modelagem do carregamento nas curvas $M-\delta$ para diferentes configurações de carregamento.....	267
Figura 7.49 - Influência do parâmetro H nas curvas $M-\delta$	269
Figura 7.50 - Influência do parâmetro B nas curvas $M-\delta$	269
Figura 7.51 - Influência do parâmetro t nas curvas $M-\delta$	269
Figura 7.52 - Influência do parâmetro L_o nas curvas $M-\delta$	269
Figura 7.53 - Influência do parâmetro f_{ck} nas curvas $M-\delta$	269
Figura 7.54 - Influência do parâmetro f_y nas curvas $M-\delta$	269
Figura 7.55 - Influência do parâmetro ρ nas curvas $M-\delta$	269
Figura 7.56 - Influência do tipo de carregamento nas curvas $M-\delta$	269

Figura 7.57 - Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL.....	270
Figura 7.58 - Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL.....	271
Figura 7.59 - Influência do parâmetro H nas curvas $M-\delta$	277
Figura 7.60 - Influência do parâmetro B nas curvas $M-\delta$	277
Figura 7.61 - Influência do parâmetro t nas curvas $M-\delta$	277
Figura 7.62 - Influência do parâmetro L_0 nas curvas $M-\delta$	277
Figura 7.63 - Influência do parâmetro f_{ck} nas curvas $M-\delta$	277
Figura 7.64 - Influência do parâmetro f_y nas curvas $M-\delta$	277
Figura 7.65 - Influência do tipo de carregamento nas curvas $M-\delta$	278
Figura 7.66 - Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL.....	278
Figura 7.67 - Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL.....	279

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais parâmetros dos estudos experimentais com tubos de aço circulares..	57
Tabela 2.2 – Principais parâmetros dos estudos experimentais com tubos de aço retangulares	58
Tabela 3.1 – Propriedades geométricas do tubo VMB 250×150×6,4	66
Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço dos perfis realizados pelo Laboratório de Pesquisa e Desenvolvimento (Vallourec Tubos do Brasil S.A.)	68
Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço dos perfis realizados pelo Laboratório de Ensaios Mecânicos e Metalográficos (CIT-SENAI/FIEMG)	68
Tabela 3.4 – Parâmetros de esbeltez λ e λ_p referentes ao momento fletor resistente	70
Tabela 3.5 – Parâmetros de esbeltez λ e λ_p referentes à força cortante	71
Tabela 3.6 – Primeira etapa de concretagem: volume total de concreto.....	74
Tabela 3.7 – Segunda etapa de concretagem: volume total de concreto.....	75
Tabela 3.8 - Resultados dos ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido referentes à primeira etapa de concretagem	78
Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido referentes à segunda etapa de concretagem	80
Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço da armadura passiva	84
Tabela 3.11 – Aferição do raio externo de concordância	100
Tabela 3.12 – Dimensões reais dos protótipos de flexão	101
Tabela 4.1 – Resultados da análise elástica com base nos valores nominais.....	112
Tabela 4.2 – Resultados da análise elástica com base nos valores reais.....	113
Tabela 4.3 – Resultados da análise rígido-plástica com base nos valores nominais	117
Tabela 4.4 – Resultados da análise rígido-plástica com base nos valores reais.....	118
Tabela 4.5 – Parcelas contribuintes para o momento fletor resistente nominal.....	118
Tabela 4.6 – Parcelas contribuintes para o momento fletor resistente teórico.....	119
Tabela 5.1 – Ensaios de flexão: propriedades dos materiais na idade do ensaio	156
Tabela 6.1 - Comparativo do peso, do momento resistente e da rigidez à flexão nominais..	165
Tabela 6.2 – Resultados teóricos: parcelas contribuintes para o momento resistente nominal	166
Tabela 6.3 – Ensaios de flexão: comparação entre resultados teóricos e experimentais	170

Tabela 6.4 – Ensaio de flexão: resultados para o escorregamento entre o tubo de aço e o núcleo de concreto	194
Tabela 6.5 – Ensaio de flexão: influência da taxa de armadura passiva	198
Tabela 6.6 – Ensaio de flexão: influência da laje maciça colaborante	200
Tabela 7.1 – Resultados para o modelo numérico da viga de aço.....	226
Tabela 7.2 - Resultados do estudo de sensibilidade do modelo numérico da viga mista quanto à discretização.....	250
Tabela 7.3 – Verificação do modelo numérico: resultados para o momento resistente	264
Tabela 7.4 – Verificação do modelo numérico: resultados para a rigidez à flexão.....	265
Tabela 7.5 - Informações dos modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL.....	266
Tabela 7.6 – Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL.....	270
Tabela 7.7 – Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL.....	271
Tabela 7.8 - Informações dos modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL	276
Tabela 7.9 – Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL	278
Tabela 7.10 – Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL	279

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Designação e descrição das séries de protótipos.....	88
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

a	Vão de cisalhamento, ou Espessura da região comprimida da laje maciça
b	Largura da seção transversal do perfil tubular de aço
b_c	Largura efetiva da laje maciça de concreto
$b_{c,tr}$	Largura transformada da laje maciça de concreto
b_e	Largura efetiva da seção transversal do perfil tubular de aço correspondente à parte plana da mesa do perfil
b_{fcs}	Largura da mesa do conector em perfil U laminado
b_n	Largura do núcleo de concreto
$b_{n,tr}$	Largura transformada do núcleo de concreto
c	Distância da fibra crítica até a linha neutra elástica
d	Diâmetro da cabeça do conector pino com cabeça
d_{cs}	Diâmetro do fuste do conector pino com cabeça
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias de idade
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto aos 28 dias de idade
f_{ct}	Resistência à tração direta do concreto
$f_{t,sp}$	Resistência à tração indireta do concreto, avaliada pelo ensaio de compressão diametral
f_u	Resistência à ruptura do aço do perfil tubular
f_{ucs}	Resistência à ruptura do aço do conector
f_y	Resistência ao escoamento do aço do perfil tubular
f_{yCS}	Resistência ao escoamento do aço do conector
f_{ys}	Resistência ao escoamento do aço da armadura passiva
h	Altura da seção transversal do perfil tubular de aço, ou Altura da cabeça do conector pino com cabeça
h_{cs}	Altura da alma do conector em perfil U laminado, ou Comprimento do conector pino com cabeça
h_e	Altura efetiva da seção transversal do perfil tubular de aço correspondente à parte plana da alma do perfil
r_i	Raio de concordância interno
r_e	Raio de concordância externo
t	Espessura da parede do perfil tubular de aço
t_c	Espessura da laje maciça de concreto
t_{fcs}	Espessura da mesa do conector em perfil U laminado
t_{wCS}	Espessura da alma do conector em perfil U laminado

y_p	Distância da linha neutra plástica da seção transversal mista até o eixo centroidal horizontal do perfil tubular de aço
y_{tr}	Distância da linha neutra elástica da seção transversal transformada até o eixo horizontal que passa pela face inferior do perfil tubular de aço

Letras romanas maiúsculas

A_a	Área da seção transversal do perfil tubular de aço (ou simplesmente, A)
A_s	Área da armadura passiva no interior do núcleo de concreto
$A_{s,tr}$	Área transformada da armadura passiva no interior do núcleo de concreto
A_{cs}	Área da seção transversal do fuste do conector pino com cabeça
C_b	é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, para o comprimento destravado, aplicável para a determinação do momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite FLT;
E_a	Módulo de elasticidade do aço do perfil tubular
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto (ou simplesmente, E_c)
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva
F_h	Força de cisalhamento longitudinal
I_a	Momento de inércia da seção transversal do perfil tubular de aço
I_{ef}	Momento de inércia efetivo da seção transversal transformada
I_{tr}	Momento de inércia da seção transversal transformada
J	Constante de torção da seção transversal do perfil tubular de aço
K	Rigidez à flexão da seção transversal transformada
L	Comprimento total da viga
L_b	Distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)
L_{cs}	Comprimento do conector em perfil U laminado
L_e	Comprimento do vão da viga considerado entre linhas de centro dos apoios, ou Comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo)
M_E	Momento elástico máximo nominal
M_{pl}	Momento fletor de plastificação da seção transversal
M_R	Momento fletor resistente nominal
M_r	Momento fletor correspondente ao início do escoamento
M_{cr}	Momento fletor de flambagem elástica
P	Carga concentrada
P_E	Carga máxima correspondente ao momento fletor elástico máximo (carga total aplicada pelo atuador no ensaio de flexão em 4 pontos)
P_U	Carga última correspondente ao momento fletor resistente nominal (carga total aplicada pelo atuador no ensaio de flexão em 4 pontos)
Q_R	Força horizontal resistente nominal do conector

R_g	Coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores pino com cabeça
R_p	Coeficiente para consideração da posição do conector pino com cabeça
V_{pl}	Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento
V_R	Força cortante resistente nominal
W	Módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;
W_{ef}	é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida de largura igual a b_{ef}
$W_{e,tr}$	Módulo resistente elástico da seção transversal transformada
$(W_{tr})_i$	Módulo resistente elástico de cada componente da seção transversal transformada

Letras gregas minúsculas

α_c	Coeficiente de minoração da resistência de projeto do concreto à compressão
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado graúdo que influencia o módulo de elasticidade, ou Razão modular
γ_{d1}	Coeficiente de ponderação da resistência do aço do perfil
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_s	Coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura passiva
γ_{cs}	Coeficiente de ponderação da resistência do conector
$\delta_{máx}$	Flecha elástica máxima
η_i	Grau de interação da viga mista
λ_p	Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação referente ao momento fletor resistente, ou Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação da alma por cisalhamento referente à força cortante resistente
λ_r	Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento referente ao momento fletor resistente, ou Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento da alma referente à força cortante resistente
ν_a	Coeficiente de Poisson do aço do perfil tubular
ν_c	Coeficiente de Poisson do concreto
ρ_c	Massa específica do concreto
σ_r	Tensão residual de compressão nas mesas
τ_{Rd}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAA	Concreto autoadensável
CCV	Concreto convencional
DEES	Departamento de Engenharia de Estruturas
DEMAI	Departamento de Manutenção e Operação da Infraestrutura
DEMC	Departamento de Engenharia de Materiais e Construção
DFC	Diagrama de força cortante
DMF	Diagrama de momento fletor
DT	Transdutor de deslocamento linear (<i>displacement transducer</i>)
EC2	Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004)
EC4	Eurocode 4 (EN 1994-1-1:2004)
EE	Escola de Engenharia
ELU	Estado-limite último
FLA	Flambagem local da alma
FLM	Flambagem local da mesa
FLT	Flambagem lateral com torção
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
LNE	Linha neutra elástica
LNP	Linha neutra plástica
MEF	Método dos elementos finitos
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
PFF	Perfil formado a frio
PFF_SD	Perfil formado a frio e soldado
PLM	Perfil laminado
PSD	Perfil soldado
PROPEEs	Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas
SG	Extensômetro elétrico de resistência (<i>strain gauge</i>)
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
VMPC-CL	Viga mista preenchida com concreto com laje colaborante
VMPC-SL	Viga mista preenchida com concreto sem laje colaborante

SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
1.1	Vigas mistas de aço e concreto.....	1
1.2	Perfis de aço tubulares preenchidos com concreto.....	3
1.3	Escopo da pesquisa.....	8
1.4	Objetivo.....	9
1.5	Metodologia.....	9
1.6	Justificativa.....	10
1.7	Estrutura do documento.....	13
2	Revisão da Literatura.....	15
2.1	Introdução.....	15
2.2	Lu e Kennedy (1994).....	16
2.3	Elchalakani <i>et al.</i> (2001).....	25
2.4	Han (2004).....	32
2.5	Gho e Liu (2004).....	36
2.6	Han <i>et al.</i> (2006).....	39
2.7	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008).....	42
2.8	Jiang <i>et al.</i> (2013).....	44
2.9	Wang <i>et al.</i> (2014).....	49
2.10	Principais parâmetros dos estudos experimentais.....	55
3	Materiais e Protótipos.....	63
3.1	Considerações gerais.....	63
3.2	Perfis de aço tubulares.....	63
3.2.1	Fabricação.....	63
3.2.2	Dimensões e propriedades nominais.....	65
3.2.3	Ensaio de caracterização do aço.....	66
3.2.4	Parâmetros de esbeltez referentes ao momento fletor resistente.....	69
3.2.5	Parâmetros de esbeltez referentes à força cortante resistente.....	70
3.3	Concreto estrutural.....	72
3.3.1	Características do concreto.....	72
3.3.2	Concreto autoadensável.....	72
3.3.3	Etapas de concretagem.....	74
3.3.4	Propriedades nominais.....	75
3.3.5	Ensaio de caracterização do concreto no estado fresco.....	76
3.3.5.1	Ensaio referentes à primeira etapa de concretagem.....	76

3.3.5.2	Ensaio referente à segunda etapa de concretagem.....	77
3.3.6	Caracterização do concreto no estado endurecido	77
3.3.6.1	Ensaio referente à primeira etapa de concretagem	78
3.3.6.2	Ensaio referente à segunda etapa de concretagem.....	79
3.4	Barras da armadura passiva	83
3.4.1	Bitolas e propriedades nominais	83
3.4.2	Ensaio de caracterização do aço	83
3.5	Conectores de cisalhamento	84
3.5.1	Dimensões e propriedades nominais.....	84
3.5.2	Ensaio de caracterização do aço.....	85
3.5.3	Força horizontal resistente	86
3.6	Protótipos.....	86
3.6.1	Protótipos dos ensaios de concretagem.....	89
3.6.2	Protótipos dos ensaios de flexão	91
3.6.2.1	Protótipos de vigas de aço	91
3.6.2.2	Protótipos de vigas mistas sem laje colaborante	91
3.6.2.3	Protótipos de vigas mistas com laje colaborante.....	94
3.7	Dimensões reais.....	98
4	Estimativas Teóricas	103
4.1	Introdução.....	103
4.2	Considerações iniciais	103
4.3	Análise elástica.....	105
4.3.1	Objetivo.....	105
4.3.2	Homogeneização da seção transversal mista	106
4.3.3	Momento elástico máximo.....	107
4.3.4	Rigidez à flexão	109
4.3.5	Flecha elástica máxima	110
4.3.6	Estimativa de carga no atuador	111
4.3.7	Resultados da análise elástica	112
4.4	Análise rígido-plástica.....	113
4.4.1	Objetivo.....	113
4.4.2	Momento fletor resistente	113
4.4.3	Força cortante resistente.....	114
4.4.4	Estimativa de carga no atuador	116
4.4.5	Resultados da análise rígido-plástica	117
5	Programa Experimental.....	121

5.1	Introdução	121
5.2	Recebimento dos tubos de aço e das armações.....	121
5.3	Ensaio de concretagem.....	122
5.3.1	Preparativos pré-concretagem	122
5.3.2	Concretagem dos protótipos	124
5.3.3	Desmoldagem dos protótipos	128
5.4	Ensaio de flexão	133
5.4.1	Preparativos pré-concretagem	133
5.4.1.1	Medição dos protótipos.....	133
5.4.1.2	Instrumentação da armadura	133
5.4.1.3	Instalação de espaçadores.....	135
5.4.1.4	Inserção das armações	135
5.4.1.5	Confecção de fôrma para a laje	137
5.4.1.6	Fechamento das extremidades.....	140
5.4.2	Concretagem dos protótipos	140
5.4.3	Cura das lajes.....	142
5.4.4	Preparativos pós-concretagem.....	145
5.4.4.1	Marcação dos protótipos.....	145
5.4.4.2	Instrumentação do perfil de aço.....	146
5.4.4.3	Instrumentação da laje de concreto	146
5.4.4.4	Preparação da superfície da laje nas regiões de aplicação de carga.....	148
5.4.4.5	Apicoamento do concreto nas aberturas circulares	151
5.4.4.6	Remoção do sistema de fechamento das extremidades	151
5.4.5	Ensaio de flexão	152
5.4.6	Inspeção visual do núcleo de concreto	160
6	Resultados e Discussão.....	163
6.1	Introdução	163
6.2	Resultados teóricos	163
6.3	Resultados experimentais.....	167
6.3.1	Descrição geral	167
6.3.2	Vigas de aço.....	172
6.3.2.1	Comportamento à flexão.....	172
6.3.2.2	Deformações no aço do tubo	173
6.3.3	Vigas mistas sem laje colaborante.....	174
6.3.3.1	Comportamento à flexão.....	174
6.3.3.2	Deformações no aço do tubo	177

6.3.3.3	Deformações no concreto do núcleo.....	177
6.3.3.4	Deformações no aço da armadura.....	181
6.3.4	Vigas mistas com laje colaborante.....	182
6.3.4.1	Comportamento à flexão.....	182
6.3.4.2	Deformações no aço do perfil.....	185
6.3.4.3	Deformações no concreto do núcleo.....	186
6.3.4.4	Deformações no aço da armadura.....	186
6.3.4.5	Deformações no concreto da laje.....	187
6.3.4.6	Deslizamento relativo entre o tubo de aço e a laje de concreto.....	189
6.3.5	Deslocamento vertical nas seções de aplicação da força localizada.....	189
6.3.6	Influência da condição da interface tubo de aço-núcleo de concreto.....	194
6.3.7	Influência da taxa de armadura passiva.....	197
6.3.7.1	Desempenho relativo.....	197
6.3.8	Influência da laje maciça colaborante.....	199
6.3.8.1	Desempenho relativo.....	199
6.3.8.2	Fissuração na laje de concreto.....	200
6.4	Imperfeições do núcleo de concreto.....	203
6.5	Fissuração do núcleo de concreto.....	205
7	Análise Numérica.....	211
7.1	Introdução.....	211
7.2	Modelo numérico da viga de aço.....	212
7.2.1	Descrição geral.....	213
7.2.2	Modelo constitutivo do aço do perfil.....	214
7.2.3	Tipo do elemento finito.....	216
7.2.4	Discretização da malha.....	218
7.2.5	Condições de contorno.....	219
7.2.6	Carregamento.....	220
7.2.7	Resultados numéricos.....	222
7.3	Modelo numérico da viga mista.....	228
7.3.1	Descrição geral.....	228
7.3.2	Modelo constitutivo do aço do perfil.....	230
7.3.3	Modelo constitutivo do concreto.....	230
7.3.3.1	Relação tensão-deformação à compressão.....	232
7.3.3.2	Relação tensão-deformação à tração.....	236
7.3.3.3	Parâmetros de plasticidade.....	239
7.3.4	Modelo constitutivo do aço da armadura.....	241

7.3.5	Tipos dos elementos finitos	242
7.3.6	Discretização	242
7.3.7	Condições de contorno	243
7.3.8	Carregamento.....	244
7.3.9	Interfaces aço-concreto.....	245
7.3.9.1	Tubo de aço e núcleo de concreto.....	245
7.3.9.2	Barras da armadura e núcleo de concreto.....	247
7.4	Calibração do modelo numérico da viga mista sem laje colaborante.....	248
7.4.1	Determinação do tamanho da semente da malha de elementos finitos	248
7.4.2	Determinação da relação σ - ϵ do concreto à compressão.....	250
7.4.3	Determinação da relação σ - w_c do concreto à tração.....	251
7.4.4	Determinação do tipo de modelagem do carregamento	252
7.4.5	Determinação do parâmetro de plasticidade ψ	253
7.4.6	Determinação do parâmetro de plasticidade f_{b0}/f_c	253
7.4.7	Determinação do parâmetro de plasticidade K_c	254
7.4.8	Determinação do parâmetro de plasticidade e	255
7.4.9	Determinação do parâmetro de plasticidade μ	255
7.4.10	Determinação do modelo de interação aço-concreto.....	255
7.5	Calibração do modelo numérico da viga mista com laje colaborante	256
7.6	Verificação do modelo numérico da viga mista	260
7.7	Estudo paramétrico	265
7.7.1	Objetivo	265
7.7.2	Vigas mistas sem laje colaborante.....	266
7.7.3	Vigas mistas com laje colaborante	275
8	Considerações Finais	285
8.1	Resumo	285
8.2	Conclusões	286
8.2.1	Resultados experimentais	287
8.2.1.1	Ensaio de concretagem	287
8.2.1.2	Ensaio de flexão	288
8.2.2	Resultados numéricos	291
8.2.3	Resultados teóricos	296
8.3	Recomendações.....	296
	Referências Bibliográficas.....	299
	Apêndice A: Conectores de Cisalhamento	305
	Apêndice B: Laje Colaborante	311

Apêndice C: Desenhos de Fabricação dos Protótipos.....	317
Apêndice D: Detalhamento da Armadura Passiva	321
Anexo A: Caracterização do Aço do Perfil: Parte I.....	327
Anexo B: Caracterização do Aço do Perfil: Parte II.....	329
Anexo C: Caracterização do Aço da Armadura Passiva.....	337
Anexo D: Caracterização do Aço do Conector de Cisalhamento	341
Anexo E: Caracterização da Tinta Anticorrosiva	343

1 INTRODUÇÃO

1.1 Vigas mistas de aço e concreto

Os sistemas estruturais formados por elementos mistos de aço e concreto têm sido amplamente empregados na construção civil, principalmente na construção de pontes e edifícios. Numa estrutura mista de aço e concreto, o aço é utilizado na forma de perfis laminados, soldados ou formados a frio, que trabalham conjuntamente com o concreto, sendo este geralmente armado. A combinação de perfis de aço e concreto visa a aproveitar as vantagens apresentadas pelo aço e pelo concreto isoladamente e compensar suas desvantagens, tanto em termos estruturais, quanto construtivos, quanto econômicos. Quanto ao aspecto estrutural, os elementos de aço caracterizam-se pela elevada resistência à tração e ductilidade. Por outro lado, o concreto possui boa resistência à compressão e rigidez. Elementos mistos de aço e concreto são projetados de forma a explorar as qualidades individuais de cada material, resultando em um sistema estrutural mais eficiente quanto à capacidade resistente, ductilidade e rigidez, devido à ação conjunta dos dois materiais.

A associação entre o aço e o concreto para formar vigas mistas passou por diferentes concepções ao longo dos anos. Inicialmente, antecedendo as vigas mistas propriamente ditas, perfis de aço foram completamente revestidos com concreto não estrutural para elevar sua resistência ao fogo. Posteriormente, o emprego de concretos com melhores propriedades possibilitou à consideração da sua contribuição na capacidade resistente das vigas, constituindo, portanto, as chamadas vigas mistas de aço e concreto (Fig. 1.1a). Nesse primeiro tipo de associação, a interação dava-se apenas por aderência e atrito na interface entre os dois materiais. Com o surgimento de materiais de revestimento contra fogo, o envolvimento do perfil de aço por concreto tornou-se dispensável e novas concepções de vigas mistas surgiram,

com destaque para aquela na qual o perfil de aço, normalmente de seção I, é sobreposto por uma laje de concreto. Nesse caso, a ação mista é assegurada pela ligação mecânica entre os dois materiais (aço e concreto) por meio de conectores de cisalhamento (Fig. 1.1b). Esses conectores devem apresentar rigidez e capacidade resistente suficientes para transmitir o fluxo de cisalhamento longitudinal na interface entre a laje de concreto e o perfil de aço de modo que os dois componentes trabalhem em conjunto para resistir à flexão. Os conectores de cisalhamento são também responsáveis por resistir a forças transversais ao eixo da viga mista que tendem a causar o descolamento vertical (*uplift*) entre os dois componentes. Essa concepção de viga mista é contemplada atualmente pela ABNT NBR 8800:2008.

Para o componente de aço da viga mista podem ser utilizados diferentes tipos de perfis de aço (de alma cheia ou treliçado) porém, segundo a ABNT NBR 8800:2008, o perfil deve ser simétrico em relação ao plano de flexão. Para a laje de concreto, os tipos previstos são: maciça moldada no local, mista de aço e concreto ou pré-laje de concreto pré-moldada. Quanto aos conectores de cisalhamento, o tipo mais utilizado atualmente é o conector tipo pino com cabeça (*stud bolt*), não somente pela grande produtividade na instalação mas também pela adoção de lajes com fôrma de aço incorporada cada vez mais frequente nas edificações. O conector em perfil U laminado padrão americano ou formado a frio é indicado para sistemas com laje maciça porém, apresenta pequena produtividade na instalação. Conectores na forma de chapas também são empregados como o Perfobond, que consiste de uma chapa plana de aço com furos circulares soldada à mesa do perfil de aço, e o Crestbond, que consiste de uma chapa plana de aço com recortes na forma de dentes soldada à mesa do perfil de aço (Veríssimo, 2007). Além da variedade de opções quanto ao tipo dos componentes da seção transversal mista, podem ser empregados diferentes tipos de aço estrutural e concretos de diferentes classes de resistência e materiais constituintes, ampliando consideravelmente o espectro de soluções para vigas mistas de aço e concreto.

Vigas mistas parcialmente revestidas (i.e., com concreto armado entre as mesas do perfil I), sem ou com laje sobreposta (Figura 1.1c e Figura 1.1d, respectivamente), são também empregadas na Europa e seu cálculo é coberto pelo EN 1994-1-1:2004. Nesse caso, deve-se reforçar o concreto de revestimento e prever ligação mecânica entre o perfil de aço e o concreto de revestimento.

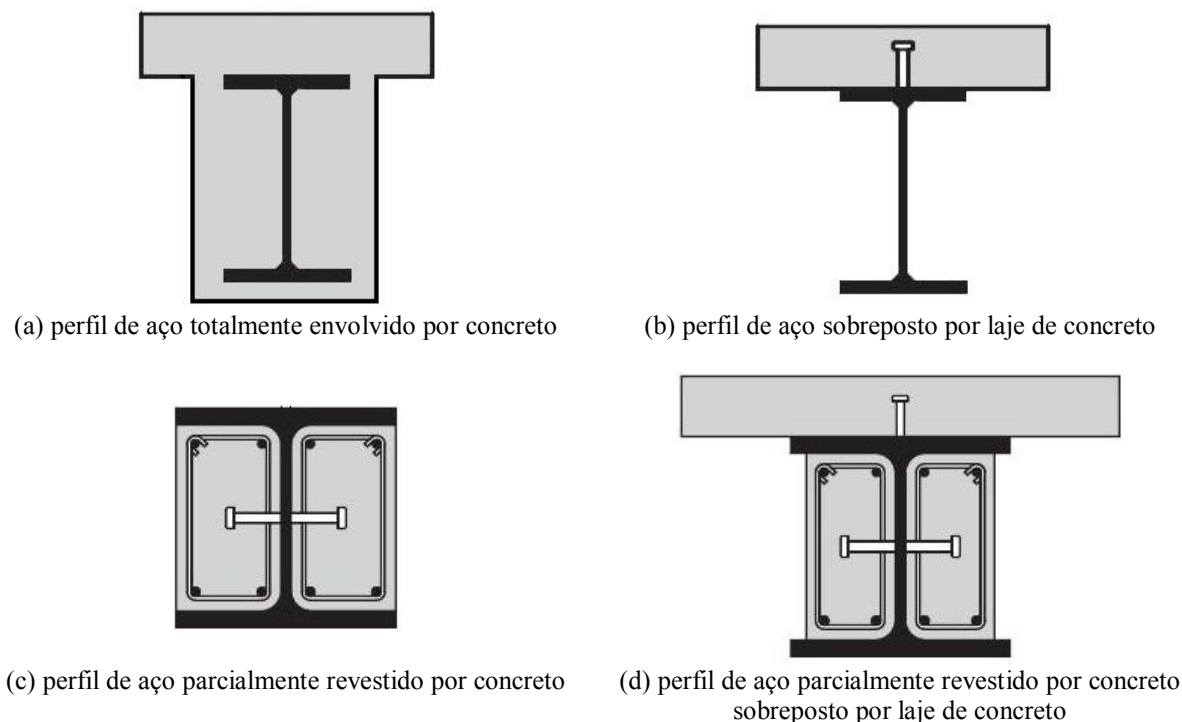


Figura 1.1 – Diferentes concepções de vigas mistas

1.2 Perfis de aço tubulares preenchidos com concreto

Nas últimas cinco décadas, observa-se na construção civil, o emprego crescente de elementos mistos de aço e concreto constituídos por um perfil de aço tubular preenchido com concreto, funcionando como pilares das edificações (pilares mistos preenchidos com concreto). Com referência à geometria do tubo de aço, as seções transversais mais usadas na prática e referenciadas na literatura são a circular, a quadrada e a retangular. A Fig. 1.2 ilustra as seções transversais típicas, onde D (diâmetro), H (altura) e B (largura) denotam as dimensões externas do tubo de aço e t é a espessura da parede do tubo. Seções transversais de forma geométrica menos padronizada podem também ser empregadas para atender a critérios estéticos e arquitetônicos. Os tubos de aço podem ser laminados, soldados ou formados a frio. Em geral, a introdução de armadura passiva no interior do núcleo de concreto não é necessária uma vez que o tubo de aço atua como reforço externo longitudinal e transversal para o concreto. Porém, pode-se projetar essa armadura visando a aumentar a capacidade resistente do elemento misto e/ou facilitar a ligação com elementos adjacentes (Moon *et al.*, 2013).

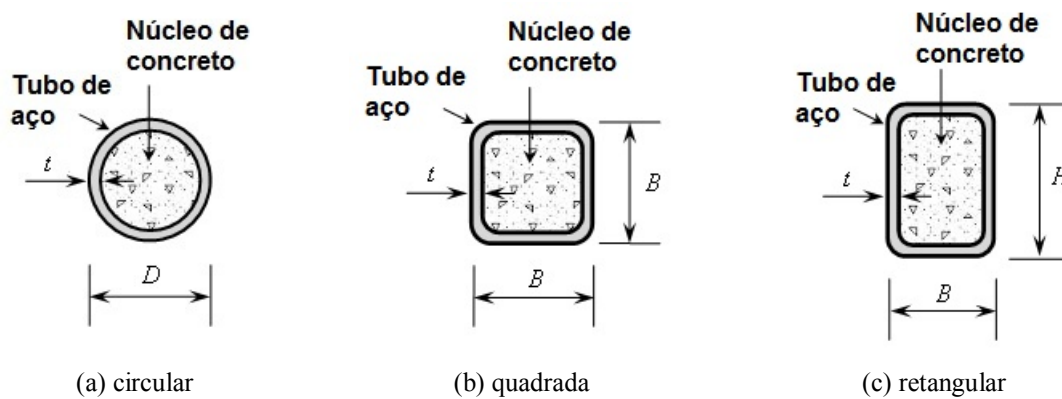


Figura 1.2 – Perfis de aço tubulares preenchidos com concreto: seções transversais típicas

Da associação tubo de aço e núcleo de concreto resultam elementos mistos de aço e concreto com excelentes capacidades resistentes à compressão axial e à flexão. As vantagens estruturais em relação aos elementos convencionais puramente de aço ou de concreto armado são decorrentes da combinação de vários fatores. Primeiro, o tubo de aço proporciona o confinamento do concreto e, conseqüentemente, melhora seu comportamento mecânico. Segundo, o núcleo de concreto restringe a flambagem local do tubo de aço comprimido, aumentando a capacidade resistente, a rigidez e a ductilidade do elemento misto em relação ao tubo de aço sem preenchimento. Terceiro, o tubo de aço protege permanentemente o núcleo de concreto contra a agressividade do meio ambiente, promovendo maior durabilidade ao material confinado. Essas vantagens tornam os tubos de aço preenchidos com concreto sistemas mistos particularmente atraentes para serem empregados em pilares de edificações de múltiplos andares nas quais as cargas axiais são elevadas. Quanto às vantagens construtivas, esse elemento estrutural elimina o emprego de fôrmas para a moldagem do concreto uma vez que o tubo de aço desempenha essa função integralmente, diminuindo custos de material e de mão-de-obra associados à confecção, montagem e desmontagem de fôrmas, além de reduzir o tempo de execução. A eliminação das fôrmas de madeira para o lançamento do concreto promove ainda a redução do impacto ambiental gerado pela construção civil. Han e al. (2014) destacam que a seção transversal circular proporciona melhor confinamento do núcleo de concreto e a flambagem local é mais provável de ocorrer nas seções transversais quadrada e retangular. Entretanto, relatam que perfis de aço tubulares preenchidos com concreto constituídos de tubos quadrados e retangulares são empregados crescentemente em construções principalmente como pilares mistos, em função da maior rigidez à flexão da seção transversal e de aspectos estéticos.

Essas vantagens têm sido amplamente exploradas na prática da construção civil, tanto em obras de edificações (e.g., edifícios de múltiplos andares) como em obras de infraestrutura (e.g., pontes), especialmente em países de grande sismicidade. Tal fato impulsionou o desenvolvimento de pesquisas experimentais e teóricas visando a uma melhor compreensão do seu comportamento estrutural e a verificação da adequação dos modelos de cálculo previstos em normas de projeto. Recentemente, Han *et al.* (2014) publicaram uma síntese das pesquisas desenvolvidas nesta área, particularmente na China, e propuseram uma estrutura geral visando a identificar e a classificar os principais aspectos abordados nas pesquisas desenvolvidas sobre estruturas tubulares de aço preenchidas com concreto, entre eles: comportamento estático, comportamento dinâmico, comportamento em situação de incêndio, aspectos construtivos e durabilidade. Esta estrutura é ilustrada na Fig. 1.3.

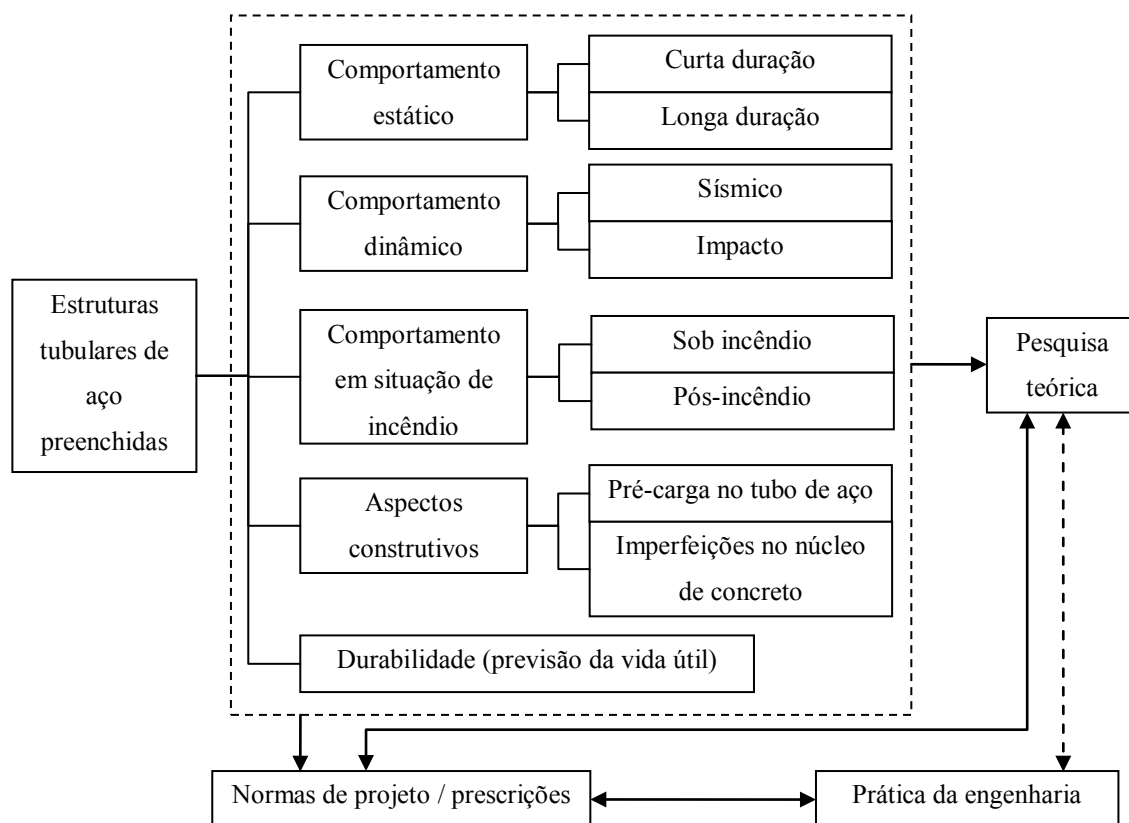


Figura 1.3 – Estrutura da pesquisa sobre estruturas tubulares de aço preenchidas com concreto
Fonte: Han *et al.*, 2014

Os estudos sobre o comportamento estático de curta duração dos elementos em perfil tubular preenchido com concreto, bem como as pesquisas voltadas para os aspectos construtivos, foram de particular interesse para esta pesquisa. Nesse campo, encontra-se uma vasta literatura descrevendo programas experimentais e estudos numérico-analíticos com foco predominante no comportamento de pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto submetidos à compressão axial (Han *et al.*, 2011) (Hatzigeorgiou, 2008a), (Hatzigeorgiou, 2008b), e à flexo-compressão (Moon *et al.*, 2013), (Liang, 2011a), (Liang, 2011b), (Han *et al.*, 2006), (Han *et al.*, 2004), (Han *et al.*, 2003). A flexão simples é um caso particular extremo da flexo-compressão caracterizado pela ausência da carga axial. Assim, o comportamento de tubos de aço preenchidos com concreto submetidos à flexão simples tem sido também objeto de algumas pesquisas, podendo-se citar os trabalhos de (Lu e Kennedy, 1994) (Elchalakani *et al.*, 2001), (Gho e Liu, 2004), (Han, 2004), (Han, *et al.*, 2006), (Soundararajan e Shanmugasundaram, 2008), (Chin *et al.*, 2008), (Lu *et al.*, 2009), (Moon *et al.*, 2012) e (Jiang *et al.*, 2013). Para tubos de aço preenchidos com concreto submetidos à flexão simples, os estudos demonstram que o preenchimento do tubo com concreto é capaz de alterar o modo de falha do tubo de aço, uma vez que o núcleo de concreto restringe a flambagem local para o interior do tubo e apresenta falha por esmagamento na região comprimida e fissuração na região tracionada. Entretanto, tanto a profundidade das fissuras quanto a distância entre duas fissuras consecutivas são menores em relação àquelas apresentadas por um elemento puramente de concreto armado. A Fig. 1.4 apresenta esquematicamente os modos de falha para vigas submetidas à flexão simples.

Em síntese, os estudos experimentais sobre o comportamento de vigas constituídas por tubos de aço preenchidos com concreto visaram a elucidar a influência de diversos parâmetros no comportamento estrutural à flexão simples, podendo-se citar: (i) geometria da seção transversal tubular de aço (circular, quadrada, retangular ou hexagonal), (ii) processo de fabricação do perfil tubular (laminado, soldado ou formado a frio), (iii) características do concreto de preenchimento (concreto convencional ou autoadensável, concreto com resistência normal, média ou alta; concreto com densidade normal ou baixa), (iv) relações diâmetro/espessura para seções circulares, ou largura/espessura para seções retangulares (seções compactas, não-compactas ou esbeltas), e altura/largura para seções retangulares, (v) tipo de carregamento (flexão simples de três ou de quatro pontos; estático e monotonamente crescente ou cíclico), entre outros.

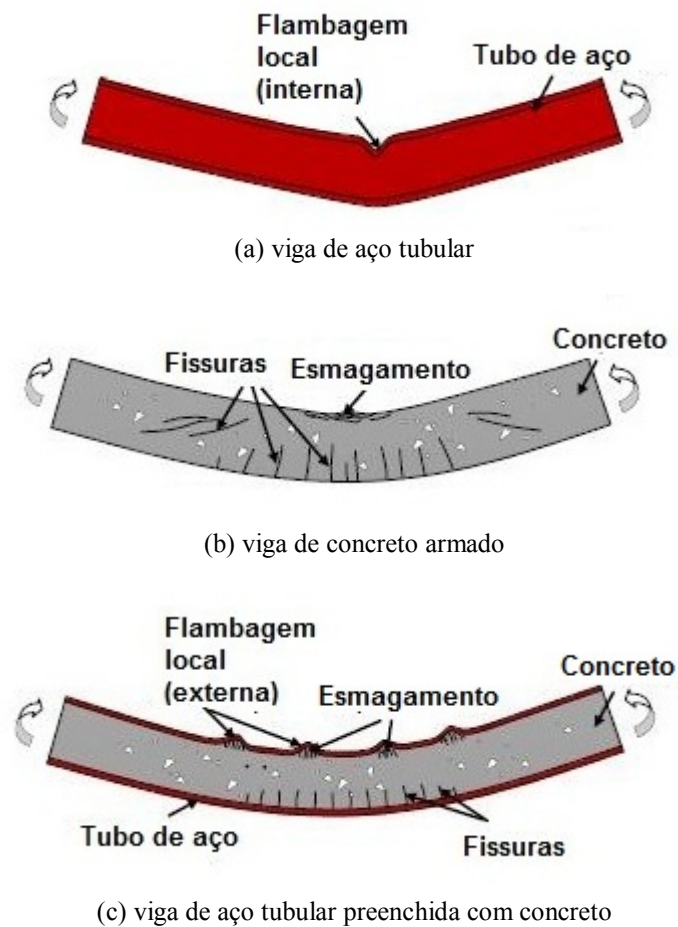


Figura 1.4 - Modos de falha em vigas sob flexão simples
 Fonte: Han *et al.*, 2014

Modelos numéricos baseados no MEF foram desenvolvidos para simular o comportamento à flexão de elementos mistos constituídos tubos de aço preenchidos com concreto com o objetivo de aprofundar a investigação da influência de determinados parâmetros no comportamento estrutural (Lu *et al.*, 2009) (Moon *et al.*, 2012) (Wang *et al.*, 2014).

Modelos analíticos foram propostos objetivando apresentar uma formulação para se estimar a capacidade resistente desses elementos mistos e confrontá-la com procedimentos normativos (Lu e Kennedy, 1994), (Elchalakani *et al.*, 2001), (Han, 2004) e (Jiang *et al.*, 2013).

1.3 Escopo da pesquisa

Esta pesquisa investigou o comportamento à flexão simples de vigas mistas simplesmente apoiadas constituídas por um perfil de aço tubular preenchido com concreto, com a possibilidade de haver laje maciça de concreto colaborante sobre sua face superior, para aplicação em edificações em geral. A pesquisa limitou-se ao estudo de vigas mistas constituídas por um perfil de aço tubular retangular em escala real, preenchido na posição horizontal com concreto, armado ou não, autoadensável, de densidade e resistência normais, com ou sem laje de concreto maciça sobreposta ao perfil de aço, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia. A viga mista de aço tubular retangular preenchida com concreto sem laje maciça associada ao perfil de aço será doravante denominada “viga mista preenchida com concreto sem laje colaborante” e referenciada como VMPC-SL. A viga mista de aço tubular retangular preenchida com concreto com laje maciça associada ao perfil de aço será doravante denominada “viga mista preenchida com concreto com laje colaborante” e referenciada como VMPC-CL. Nas VMPC-CL, a ligação mecânica entre a laje maciça e o perfil de aço foi realizada com conectores de cisalhamento do tipo perfil U laminado, em função das dimensões do perfil. Adicionalmente, o número de conectores de cisalhamento foi projetado para se estabelecer interação completa entre o perfil de aço e a laje de concreto maciça. Finalmente, as dimensões do perfil de aço foram tais que caracterizaram a seção transversal da viga mista como compacta, permitindo seu dimensionamento no regime rígido-plástico. Foi investigado o comportamento das vigas mistas avaliado em termos da capacidade resistente ao momento fletor positivo e da rigidez à flexão. A Fig. 1.5 ilustra a seção transversal das vigas mistas que foram objeto de investigação desta pesquisa.

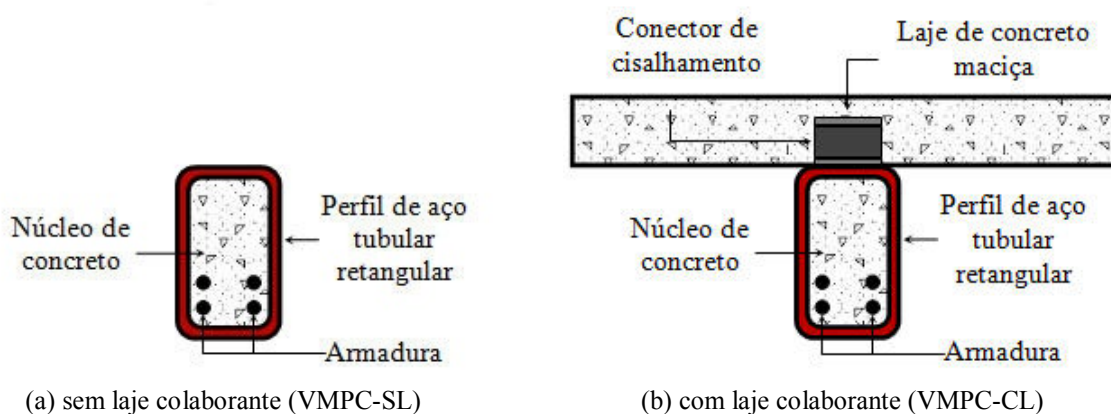


Figura 1.5 – Seção transversal das vigas mistas

1.4 Objetivo

Esta pesquisa teve como objetivo geral estudar experimental e numericamente o comportamento à flexão simples de vigas mistas, simplesmente apoiadas, constituídas de um perfil de aço tubular retangular, em escala real, preenchido com concreto, armado ou não, autoadensável, de densidade e resistência normais, com ou sem a contribuição de uma laje de concreto sobreposta, concretadas na posição horizontal, visando à sua aplicação in loco como vigas de piso em edificações projetadas com estrutura tubular e propor uma metodologia de cálculo para o seu dimensionamento. Foram investigadas vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto apresentando dimensões reduzidas da seção transversal e grande vão livre, representativas de situações práticas típicas de obras de edificações com estruturas de aço tubulares de grande porte. Foi investigado o emprego de concreto estrutural autoadensável, de densidade normal e classe de resistência C30, admitindo-se classe de agressividade II para regiões urbanas, conforme prescrições da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014.

1.5 Metodologia

Foi utilizada a seguinte metodologia:

- a) definição, com base em ensaios experimentais, de procedimentos construtivos abordando aspectos como tipo de concreto e métodos de concretagem para o preenchimento de tubos de aço retangulares em escala real, posicionados horizontalmente simulando situações práticas e reais de vigas de piso em obras de edificações com estruturas tubulares;
- b) investigação experimental do comportamento das vigas mistas de aço tubulares retangulares preenchidas com concreto apresentando diferentes configurações da seção transversal mista através de ensaios de flexão simples de quatro pontos. A condição da interface tubo de aço-núcleo de concreto, a taxa de armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto e a presença ou não de laje maciça de concreto colaborante foram os parâmetros investigados;

- c) desenvolvimento, calibração e validação de um modelo numérico baseado no MEF visando à simulação numérica computacional do comportamento à flexão das vigas mistas;
- d) desenvolvimento de um estudo paramétrico objetivando avaliar a influência de parâmetros específicos no comportamento das vigas mistas;
- e) proposição, com base nos resultados obtidos dos ensaios laboratoriais e das simulações numéricas, procedimentos de cálculo para determinação do momento fletor resistente e da rigidez à flexão.

1.6 Justificativa

Perfis de aço de seção tubular retangular usados como vigas são frequentemente empregados em estruturas de pisos e coberturas, principalmente em decorrência de vantagens arquitetônicas se comparados aos perfis de aço de seção aberta, proporcionando à edificação um aspecto estético limpo e agradável (Araújo *et al.*, 2016). Adicionalmente, quando submetidos à flexão, os tubos retangulares apresentam-se mais eficientes que os tubos circulares em função da maior rigidez à flexão da seção transversal. A facilidade das ligações às superfícies planas confere aos tubos retangulares vantagens construtivas em relação aos tubos circulares. No Brasil, as novas coberturas dos aeroportos Tancredo Neves, na região metropolitana de Belo Horizonte, MG (Fig. 1.6), e de Congonhas, SP (Fig. 1.7), são exemplos da utilização de perfis tubulares retangulares em estruturas de aço aparentes.



Figura 1.6 - Cobertura do aeroporto Tancredo Neves, MG, Brasil



Figura 1.7 - Cobertura do aeroporto de Congonhas, SP, Brasil

Tradicionalmente, perfis de aço tipo I são os mais comumente empregados nas vigas mistas de aço e concreto. Mesmo com vantagens estruturais e construtivas já comprovadas por pesquisadores e especialistas, elementos mistos de aço preenchidos com concreto não são tão amplamente utilizados como os elementos tradicionais de aço ou de concreto armado ou mistos de aço e concreto. Pode-se dizer, seu uso, em termos mundiais, é bastante reduzido e restrito aos países de grande sismicidade, entre eles, Japão e China. Apesar das várias pesquisas desenvolvidas sobre o tema, as informações sobre vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto são significativamente mais reduzidas àquelas disponíveis para as vigas mistas tradicionais. A maioria das normas internacionais de projeto de estruturas mistas de aço e concreto não considera esse tipo de vigas mistas ou o fazem de forma muito simplificada e inexistem programas computacionais para seu dimensionamento.

Particularmente no Brasil, essas vigas são desconhecidas da maioria dos projetistas e não são utilizadas. O emprego de outros perfis de aço em vigas mistas, seja de alma cheia, seja treliçados, é previsto pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 porém, os procedimentos para o dimensionamento de vigas mistas não fazem distinção quanto ao uso de perfis tipo I ou tubulares. Ademais, a norma brasileira não prevê o preenchimento de concreto para os perfis tubulares de aço empregados em vigas mistas. Por outro lado, a ABNT NBR 8800:2008 leva em consideração a contribuição do núcleo de concreto em pilares mistos com seções transversais preenchidas com concreto. Por exemplo, a redução do valor limite do parâmetro de esbeltez de plastificação em decorrência do núcleo de concreto que restringe a flambagem local do tubo de aço viabiliza o emprego de pilares mistos com seção transversal de aço tubular com menores dimensões, promovendo redução de peso da estrutura e de custos de construção.

Da vasta literatura sobre o assunto, constatou-se que as pesquisas realizadas anteriormente, investigaram o comportamento de vigas mistas em escala reduzida, empregando tubos de aço com comprimento total de 1 a 2 metros, os quais foram preenchidos na posição vertical visando, fundamentalmente, à sua aplicação em pilares mistos. Adicionalmente, os estudos experimentais relataram, superficialmente, aspectos construtivos envolvidos no processo de fabricação dos protótipos para ensaios laboratoriais em tamanho reduzido. Não foram abordados quaisquer procedimentos ou cuidados especiais referentes à concretagem, no

canteiro de obras, de tubos de aço posicionados horizontalmente, visando à sua aplicação em vigas mistas de piso em escala real, apresentando ou não, laje maciça de concreto colaborante, sobreposta ao tubo de aço.

O concreto autoadensável (CAA) é uma mistura especial de concreto cuja principal vantagem é dispensar a necessidade de operários para espalhar e vibrar o concreto. Além da diminuição considerável da mão-de-obra necessária para a concretagem, outras vantagens já consagradas do CAA incluem o aumento da velocidade de concretagem, a eliminação ou a diminuição drástica do ruído da obra, a economia de energia elétrica e a considerável melhora do adensamento e do acabamento final dos elementos. O CAA é particularmente adequado na fabricação de pré-moldados, em obras com alta densidade de armadura, em obras em que o concreto fica aparente e em obras que exijam muita agilidade. O CAA surgiu no Japão na década de 1980. Porém, somente a partir do ano 2000, a tecnologia passou a ser utilizada no Brasil. A maior utilização do CAA no país enfrenta desafios, entre eles, o maior custo do metro cúbico em relação ao concreto convencional.

A meta desta pesquisa foi desenvolver uma melhor compreensão sobre o comportamento de vigas mistas, em escala real, constituídas de perfil de aço tubular retangular preenchido horizontalmente com concreto. Objetivou-se contribuir para o avanço das pesquisas sobre o assunto e, particularmente, contribuir para o preenchimento da lacuna atualmente existente na norma brasileira no que tange o emprego de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular retangular preenchido com concreto, possuindo ou não laje de concreto sobreposta. Investigou-se o enchimento dos tubos de aço com concreto autoadensável e o comportamento à flexão de vigas mistas de seção de aço tubular retangular com dimensões transversais reduzidas e maior extensão que são representativas de situações típicas na prática de estruturas tubulares de aço.

Com os resultados desta pesquisa, objetivou-se demonstrar o potencial dos perfis de aço tubulares retangulares de aço, em escala real, preenchidos horizontalmente com concreto autoadensável, como vigas mistas de piso em obras de edificações em estruturas tubulares. A utilização dessas vigas mistas poderá representar uma alternativa interessante e vantajosa em

edifícios, considerando-se a possibilidade de se empregar uma mesma seção transversal tubular, adaptando-se a configuração da composição da seção transversal mista para diferentes situações de vãos e carregamentos. Objetivou-se também divulgar uma nova aplicação do CAA e contribuir para a disseminação dessa tecnologia no Brasil.

1.7 Estrutura do documento

Este documento relata o estudo experimental e numérico sobre o comportamento à flexão de vigas mistas constituídas de um perfil de aço tubular retangular preenchido com concreto autoadensável em escala real. O relatório é composto de oito capítulos, cinco anexos e dois apêndices. No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica de pesquisas anteriores sobre vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto. O Capítulo 3 apresenta a descrição dos materiais empregados e dos protótipos das vigas mistas investigados. No Capítulo 4 são apresentados os procedimentos de cálculo utilizados para se estimar teoricamente a capacidade resistente ao momento fletor, a rigidez à flexão e a carga máxima de cada protótipo de viga mista visando ao planejamento dos ensaios de flexão. No Capítulo 5 é descrito o programa experimental da pesquisa, que consistiu em duas etapas: ensaios de concretagem e ensaios de flexão. Nesse capítulo são descritos os procedimentos empregados em cada etapa. A apresentação e discussão dos resultados experimentais são relatadas no Capítulo 6. No Capítulo 7 são discutidos os aspectos gerais relacionados ao desenvolvimento do modelo numérico baseado no MEF para as vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto. A calibração e a validação do modelo numérico com base nos resultados experimentais são apresentadas. O estudo paramétrico realizado empregando-se o modelo numérico é detalhado. Finalmente, no Capítulo 8 são apresentadas as considerações finais, incluindo conclusões extraídas dos resultados obtidos pela pesquisa e recomendações para pesquisas futuras.

A título de documentação, são apresentados relatórios de ensaio mecânico de tração para a caracterização do aço do perfil tubular emitidos pelo Laboratório de Pesquisa e Desenvolvimento da Vallourec Tubos do Brasil S.A. (Anexo A) e pelo Laboratório de Ensaio Mecânicos e Metalográficos do Centro de Inovação e Tecnologia SENAI/FIEMG (Anexo B), certificado de qualidade do aço da armadura emitido pela ArcelorMittal Aços Longos (Anexo C), certificado de qualidade do aço do conector de cisalhamento (Anexo D), certificado de qualidade da tinta anticorrosiva emitido pela Renner Herrman S.A. (Anexo E), desenhos de fabricação dos tubos de aço empregados nos protótipos de vigas ensaiadas (Apêndice A) e, finalmente, desenhos de armação do núcleo de concreto e da laje maciça colaborante (Apêndice B).

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Introdução

Conforme mencionado no capítulo precedente, o comportamento estrutural de perfis tubulares de aço preenchidos com concreto submetidos à flexão simples tem sido investigado por pesquisadores em diferentes países através de três abordagens intrinsicamente relacionadas entre si: experimental, numérica e analítica. Neste capítulo é apresentada uma síntese dos principais trabalhos publicados recentemente sobre o tema, respeitando a ordem cronológica das publicações e o aspecto evolutivo do conhecimento na área.

É oportuno esclarecer que, tanto nesta revisão bibliográfica como nos capítulos subsequentes, o termo “protótipo” foi empregado para referenciar os elementos mistos tubulares de aço preenchidos com concreto estudados experimentalmente através de ensaios em laboratório e o termo “modelo” foi usado para referenciar tais elementos estudados numérica e analiticamente. Na literatura internacional, os termos “protótipo” e “modelo” são equivalentes aos termos *specimen* e *model*, respectivamente. No que tange à caracterização dos materiais empregados na composição dos elementos mistos, o termo “corpo-de-prova” foi empregado para referenciar as amostras dos materiais, de forma e dimensões padronizadas, para serem ensaiadas visando à determinação das propriedades mecânicas. Na literatura internacional, o termo “corpo-de-prova” é equivalente ao termo *specimen*, para amostras de concreto e *coupons*, para amostras de aço.

Nos estudos que envolveram um programa experimental, foram destacados os principais parâmetros envolvidos relacionados aos materiais, aos protótipos, à instrumentação e aos

ensaios propriamente ditos, além de relatar os resultados obtidos. Nos trabalhos com abordagem analítica, foram apresentados os principais aspectos considerados na formulação proposta pelos autores para se prever a capacidade resistente ao momento fletor, destacando-se a avaliação comparativa entre os valores determinados analiticamente e os valores obtidos experimentalmente além da confrontação dos valores previstos pelo modelo analítico com os valores calculados com base em procedimentos normativos de diferentes países vigentes à época do estudo. Finalmente, alguns estudos numéricos empregando o MEF foram realizados por pesquisadores visando à simular o comportamento de tubos de aço preenchidos com concreto quando submetidos à flexão simples. Na apresentação desses estudos, enfoque especial foi dado às estratégias de modelagem adotadas pelos autores.

2.2 Lu e Kennedy (1994)

Lu e Kennedy (1994) publicaram um artigo fruto de uma pesquisa desenvolvida na *University of Alberta*, Canadá, sobre o comportamento à flexão de tubos de aço preenchidos com concreto. Foram empregados perfis de aço tubulares formados a frio, com resistência ao escoamento nominal de 350 MPa. O programa experimental consistiu de séries de ensaios à flexão sob 4 pontos., sendo 5 com tubos sem preenchimento (2 quadrados e 3 retangulares) e 12 com tubos preenchidos com concreto (4 quadrados e 8 retangulares). No preenchimento dos tubos, foi empregado concreto com densidade normal, dosado para apresentar resistência à compressão aos 28 dias de 30 MPa. O estudo visou a investigar fatores que afetam o comportamento à flexão de tubos de aço preenchidos com concreto. Especificamente, foram investigadas diferentes proporções entre as áreas de aço e de concreto sob compressão e diferentes valores da razão vão de cisalhamento/altura. Diferentes proporções entre as áreas comprimidas de aço e concreto foram projetadas empregando-se seções tubulares de dimensões iguais porém, com diferentes espessuras da parede do tubo, bem como ensaiando protótipos com seção tubular retangular com o eixo principal de inércia orientado tanto horizontal quanto verticalmente. Razões vão de cisalhamento/altura com valores variando entre 1 e 5 foram projetadas para examinar a influência desse parâmetro na transferência de esforços entre o aço e o concreto na ausência de ligação mecânica entre os dois materiais. Trinta e um corpos-de-prova cilíndricos foram moldados, curados com polietileno e ensaiados em 12 diferentes idades para obter a variação temporal da resistência à compressão e do

módulo de elasticidade e para determinar uma relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão. Segundo os autores, os resultados obtidos experimentalmente para o módulo de elasticidade representaram, em média, somente 71% dos valores previstos pela norma canadense vigente à época do estudo. Cinco corpos-de-prova ciliíndricos foram ensaiados à compressão diametral para determinação da resistência à tração. Os protótipos com preenchimento foram concretados na posição vertical. A chapa de aço utilizada na base dos tubos para conter o concreto durante a concretagem foi removida previamente à realização do ensaio. Chapas de apoio foram soldadas aos tubos nos pontos de aplicação de cargas e nos apoios. Na Fig. 2.1 é apresentado o esquema dos ensaios à flexão. Os protótipos foram instrumentados para medir cargas, deslocamentos, deformações e deslizamentos relativos (escorregamento).

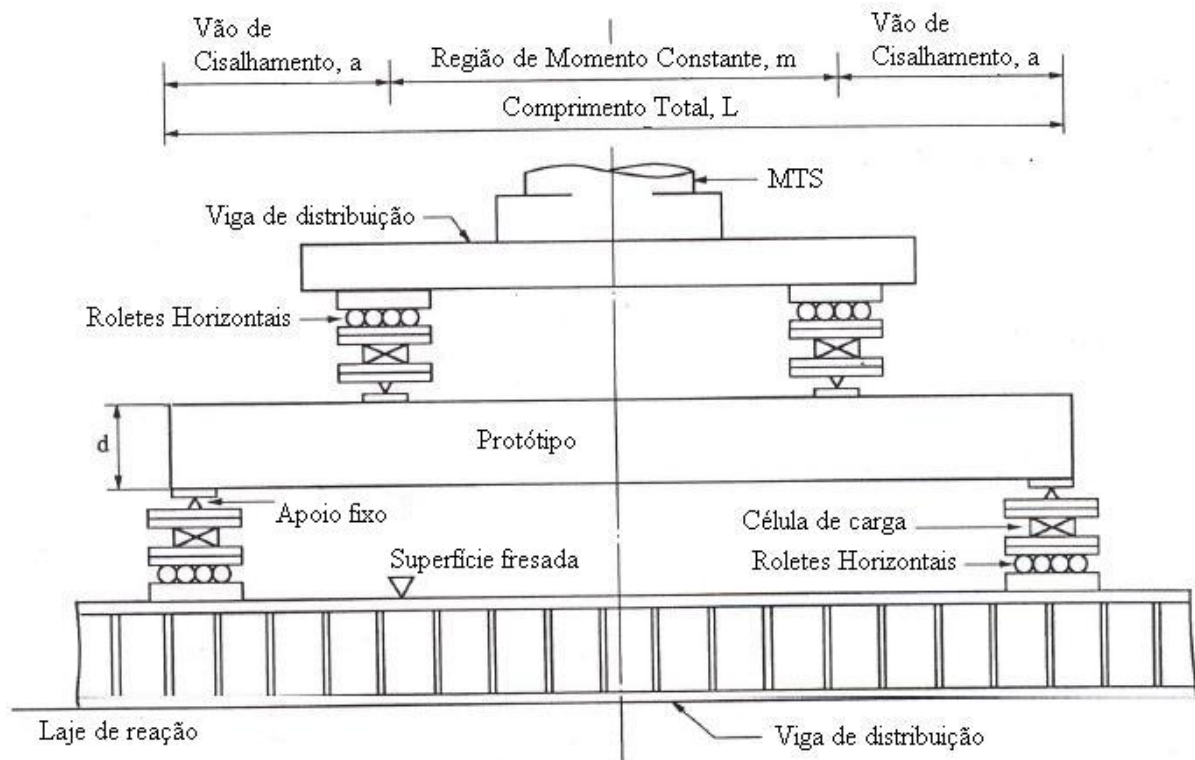


Figura 2.1 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Lu e Kennedy (1994)

Quanto aos ensaios de flexão realizados com os protótipos sem preenchimento, ou seja, protótipos tubulares puramente de aço, o modo de falha típico, observado na região de momento constante, caracterizou-se pela flambagem local da mesa superior para o interior do tubo, acompanhado de flambagem local das almas para o exterior do tubo. A média da razão

entre o valor do momento máximo obtido experimentalmente e o valor previsto teoricamente foi 1,175. Quanto à rigidez à flexão, a média da razão entre o valor experimental e o valor previsto, calculado a partir do valor obtido experimentalmente para o módulo de elasticidade e do momento de inércia da seção transversal, foi 0,992. Os autores atribuíram esse valor inferior ao valor esperado de 1, a possíveis erros de medição.

Na Fig. 2.2 é apresentado o comportamento à flexão dos protótipos preenchidos com concreto através de curvas momento *versus* curvatura. Nesse gráfico estão também incluídas as curvas para os protótipos sem preenchimento. Na designação adotada pelos autores, o prefixo SB (*steel beam*) refere-se aos protótipos puramente de aço, i.e., sem preenchimento, e o prefixo CB (*composite beam*) refere-se aos protótipos mistos. O comportamento típico dos protótipos mistos é descrito pelos autores da seguinte maneira: inicialmente ocorre uma resposta linear elástica até aproximadamente um quarto do momento máximo, seguida de um comportamento inelástico com decréscimo gradativo da rigidez e, finalmente, por um longo patamar caracterizado pelo aumento assintótico do momento até a ruptura. De maneira geral, a falha ocorreu na região de momento constante, devido à flambagem local da mesa superior para o exterior do tubo. Após a abertura do tubo de aço para inspeção visual do núcleo na região onde ocorreu a falha, observou-se também esmagamento do concreto na região comprimida e fissuração excessiva na região tracionada. Comparativamente aos protótipos puramente de aço correspondentes, os protótipos com preenchimento de concreto apresentaram relativo aumento da rigidez à flexão, considerável aumento do momento máximo e significativo aumento da curvatura máxima. Portanto, os autores concluíram que o preenchimento dos tubos de aço com concreto proporciona aumento da rigidez à flexão, da capacidade resistente ao momento fletor e da ductilidade dos elementos submetidos à flexão.

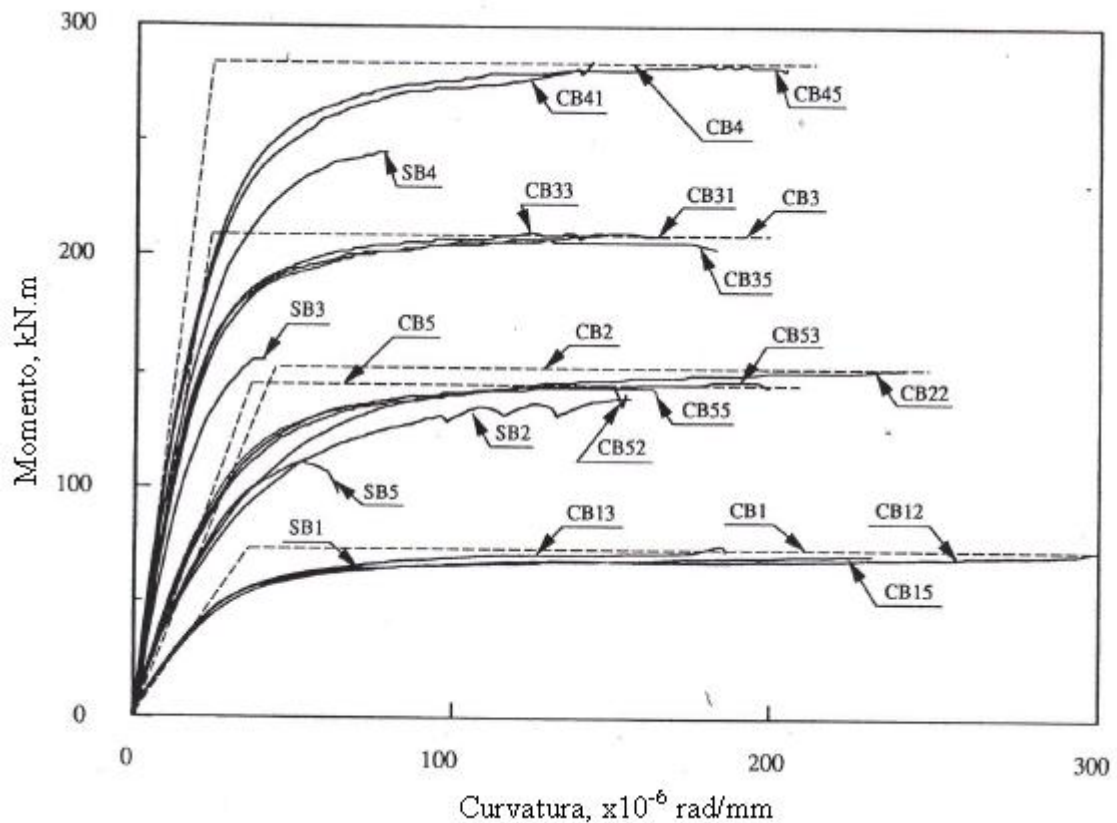


Figura 2.2 – Curvas momento *versus* curvatura dos protótipos ensaiados por Lu e Kennedy (1994)

A rigidez à flexão da seção mista obtida experimentalmente foi, em média, 1,116 vezes maior que a rigidez da seção tubular de aço correspondente também obtida experimentalmente. Entretanto, o valor desta razão diminuiu para 0,810 quando comparada com a rigidez da seção mista prevista teoricamente com base na seção transversal transformada, assumindo-se concreto não fissurado. Segundo os autores, esse resultado indica que a fissuração reduz consideravelmente a rigidez à flexão. Quanto à capacidade resistente ao momento fletor, o momento máximo obtido através dos ensaios dos protótipos mistos foi, em média, 1,231 vezes maior que o valor experimental obtido para o correspondente perfil tubular puramente de aço. Para protótipos mistos retangulares de mesma altura e largura porém, com espessuras da parede do tubo diferentes, os autores observaram que o valor dessa razão é maior para seções tubulares com espessura menor. Quanto à capacidade rotacional, o valor médio da razão entre o valor experimental da curvatura máxima observada para os protótipos mistos e o valor experimental observado para o perfil tubular de aço correspondente foi 3,4. Segundo os autores, o aumento significativo da curvatura máxima deve-se às maiores deformações que o tubo de aço pode ser submetido antes da ocorrência da flambagem local da mesa superior.

Para uma abordagem de projeto conservadora, os autores sugerem que a curva momento-curvatura dos protótipos mistos pode ser razoavelmente aproximada por um diagrama bilinear caracterizado por um trecho linear elástico com inclinação correspondente à rigidez à flexão do perfil tubular puramente de aço até se atingir um trecho linear constante correspondente à capacidade resistente ao momento fletor da seção mista. Destaca-se que os diagramas bilineares propostos estão apresentados na Fig. 2.2 como linhas tracejadas.

Nos protótipos mistos, a transferência de esforços entre o aço e o concreto ocorreu somente por aderência e atrito ao longo do comprimento do vão de cisalhamento, uma vez que nenhuma ligação mecânica entre os dois materiais foi projetada. Segundo os autores, o modelo de arco atirantado, ilustrado na Fig. 2.3, pode ser usado para explicar a participação do concreto no comportamento à flexão do protótipo misto. Ao longo do comprimento do vão de cisalhamento, o atrito é necessário para que a componente horizontal da força de compressão na biela de concreto seja transferida para o tirante de aço. A biela comprimida de concreto também resiste parcialmente ao cisalhamento transversal através da componente vertical da força de compressão. O atrito é maior na região dos apoios, onde forças normais, oriundas das reações, são transferidas do aço para o concreto.

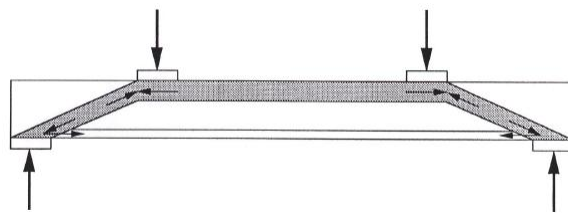


Figura 2.3 – Modelo de arco atirantado proposto por Lu e Kennedy (1994)

Na investigação da influência da razão vão de cisalhamento/altura na transferência de esforços, os autores destacaram três observações independentes. Primeiro, para uma determinada seção transversal, as curvas momento-curvatura mostradas na Fig. 2.2 apresentaram-se praticamente idênticas, independentemente do valor da razão vão de cisalhamento/altura. Os autores concluíram que a força de compressão no concreto necessária para atingir a capacidade resistente da seção transversal mista é igualmente desenvolvida em em vigas com razão vão de cisalhamento/altura igual a 5 ou 1. Segundo, em nenhum protótipo

ensaiado, o deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto apresentou-se significativo antes de se atingir o momento máximo quando, então, deslizamentos relativos pequenos, da ordem de 0,5 mm a 1 mm, foram observados. Terceiro, os valores das deformações nas mesas superior e inferior obtidas experimentalmente para o aço através de leituras de extensômetros elétricos de resistência foram compatíveis com os valores para as deformações nessas duas superfícies deduzidos a partir de medições de deformações feitas para o concreto. Segundo os autores, essa estreita correspondência entre os valores das deformações nas mesas, obtidas independentemente para os dois materiais, também indicou que não houve deslizamento relativo entre o aço e o concreto. Em suma, os autores concluíram que não houve redução da capacidade resistente devido a quaisquer problemas de transferência de esforços na ausência de ligação mecânica entre o aço e concreto. Segundo os autores, a transferência de esforços entre os dois materiais pode se dar somente por aderência e atrito, mesmo para valores da razão vão de cisalhamento/altura tão baixos quanto 1.

Finalmente, avaliando a distribuição das deformações ao longo da altura da seção transversal correspondente ao momento máximo dos protótipos mistos, os autores constataram que as deformações nas mesas inferior e superior foram muito elevadas. Os valores médios das deformações máximas de tração e de compressão foram, respectivamente, 23000 $\mu\epsilon$ (para valores entre 16600 $\mu\epsilon$ e 29600 $\mu\epsilon$) e 14000 $\mu\epsilon$ (para valores entre 7400 $\mu\epsilon$ a 26300 $\mu\epsilon$). As deformações máximas observadas para os protótipos mistos apresentaram diferenças significativas quando comparadas às dos protótipos puramente de aço correspondentes: as deformações máximas de tração foram consideravelmente maiores para os protótipos mistos; o aumento nas deformações máximas de compressão foi significativo para os protótipos mistos com seção transversal mais esbelta e relativamente pequeno para os protótipos mistos com seção transversal mais compacta. Na Fig. 2.4 é ilustrada a movimentação típica da linha neutra com o momento, observada para os protótipos mistos. De maneira geral, os autores identificaram cinco fases distintas. Para valores pequenos do momento, a posição da linha neutra não sofre variação mas, com o início da fissuração do concreto, sua posição desloca-se repentinamente para cima à medida em que o comprimento das fissuras aumenta. Em seguida, com o aumento do momento, observa-se um gradativo deslocamento para cima da linha neutra. Nessa fase, as deformações no aço, em geral, não excederam a deformação correspondente ao início do escoamento, e as deformações inelásticas no concreto aumentam ainda mais. Na sequência, as deformações no aço aumentam consideravelmente e, novamente,

a linha neutra desloca-se para cima rapidamente, com pequenos acréscimos no momento. A linha neutra atinge sua posição mais elevada no instante antecedente à flambagem local da mesa comprimida. A fase final ocorre após a flambagem local da mesa superior, quando se observa a redução na capacidade resistente e a linha neutra desloca-se para baixo. Com base nos dados experimentais e visando ao desenvolvimento de um modelo analítico, os autores destacaram dois valores de interesse para o momento. Primeiro, o valor do momento máximo foi considerado como a melhor medida da capacidade resistente. Segundo, o valor do momento correspondente à posição mais elevada da linha neutra, denominado “momento penúltimo”, foi considerado como o melhor momento para se estabelecer essa posição da linha neutra.

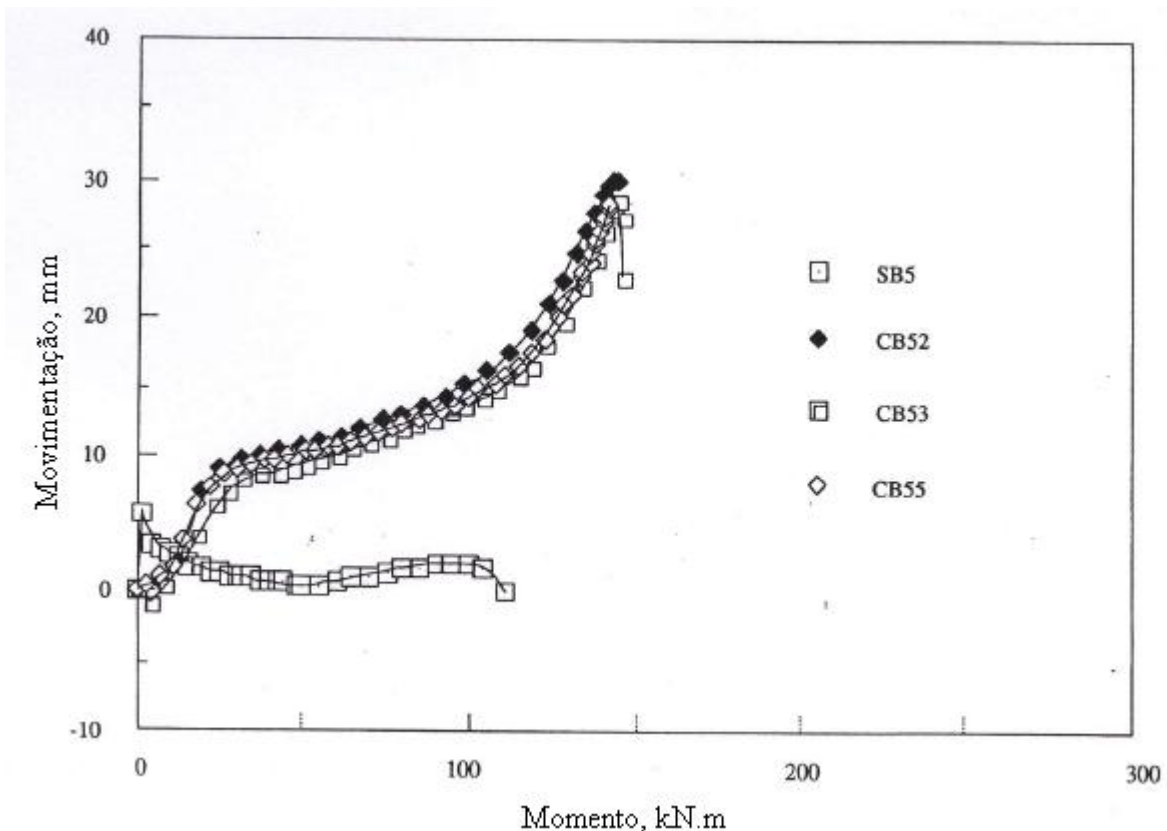


Figura 2.4 – Movimentação da linha neutra dos protótipos ensaiados por Lu e Kennedy (1994)

Com base no estudo experimental, Lu e Kennedy (1994) propuseram dois modelos analíticos distintos para se prever a capacidade resistente de vigas constituídas por tubos de aço retangulares preenchidos com concreto. O primeiro modelo, denominado “*research model*”, é adequado para ser utilizado em pesquisas quando os valores reais das resistências do aço e do

concreto são determinados experimentalmente. O segundo modelo, denominado “*design model*”, é apropriado para ser empregado em projetos, pois baseia-se em valores nominais mínimos das propriedades dos materiais uma vez que os valores reais das tensões no aço e no concreto correspondentes a níveis elevados de deformações são desconhecidos *a priori*.

Para determinar a parcela de contribuição do concreto para a capacidade resistente da seção mista os autores partiram de algumas premissas baseadas no comportamento dos protótipos mistos observado experimentalmente, a saber:

(i) a posição da linha neutra foi determinada a partir da equação da reta de melhor ajuste às 16 medidas de deformações no aço ao longo da altura da seção transversal referentes ao “momento penúltimo”, empregando-se o método dos mínimos quadrados;

(ii) considerando diagrama retangular de distribuição de tensões no aço, o valor da tensão constante de compressão e de tração no aço foi adotado igual ao valor médio das tensões correspondentes às deformações de 14000 $\mu\epsilon$ e 23000 $\mu\epsilon$, respectivamente. Cabe lembrar que esses valores referem-se às deformações máximas de compressão e de tração, respectivamente, observadas nos protótipos mistos ensaiados pelos autores. Com base nos ensaios de caracterização do aço empregado nos protótipos, os autores observaram que a tensão no aço apresentou pequena variação para valores de deformação na faixa de 7400 $\mu\epsilon$ a 26300 $\mu\epsilon$, justificando, portanto, a adoção do valor médio da tensão;

(iii) a força de compressão no concreto (C_c) foi deduzida a partir da diferença entre a força de tração (T_s) e a força de compressão (C_s) no aço, ou seja, $C_c = T_s - C_s$;

(iv) a razão (k_3) entre a tensão de compressão máxima no concreto confinado obtida nos ensaios de flexão dos protótipos mistos e a resistência à compressão uniaxial do concreto na idade do ensaio de flexão foi calculada a partir da expressão:

$$k_3 = \frac{C_c}{0,85 f_c'' A_c} \quad (2.1)$$

onde A_c é a área de concreto comprimida e f_c'' é a resistência à compressão uniaxial do concreto na idade do ensaio à flexão.

Para os protótipos ensaiados, o valor médio dessa razão foi 1,014. Os autores concluíram que o concreto confinado sob flexão desenvolveu integralmente sua capacidade resistente e não somente 0,85 do seu valor, conforme estabelecido em normas de projeto para o cálculo da capacidade resistente de vigas de concreto armado. Sendo assim, para o cálculo da parcela de contribuição do concreto para a capacidade resistente da seção transversal mista, os autores adotaram o valor da razão k_3 igual a 1, ou seja, $C_c = 0,85 f_c'' A_c$, sendo equivalente considerar um diagrama retangular efetivo de distribuição de tensões estendendo-se a 85% da profundidade da linha neutra com tensão constante igual à resistência à compressão uniaxial do concreto na idade do ensaio.

Os modelos propostos pelos autores diferem quanto ao valor constante da tensão no aço e no concreto a ser adotado nos diagramas retangulares de distribuição de tensão. No modelo proposto para pesquisas (*research model*), os autores consideraram para o aço comprimido e tracionado, tensão igual ao valor médio das tensões correspondentes às deformações no aço de 14000 $\mu\epsilon$ e 23000 $\mu\epsilon$. Para o concreto, conforme descrito anteriormente, foi adotado diagrama retangular de tensões distribuídas em 85% da profundidade da linha neutra, com valor de tensão igual à resistência à compressão uniaxial do concreto na idade do ensaio. Para o modelo proposto para projetos (*design model*), a capacidade resistente é baseada na resistência ao escoamento nominal do aço e na resistência à compressão uniaxial do concreto aos 28 dias. Em ambos os modelos, a posição da linha neutra é determinada de forma a estabelecer o equilíbrio das forças horizontais. A razão entre o valor obtido experimentalmente e o valor determinado analiticamente para a capacidade resistente resultou em relações iguais a 1,016 e 1,188, para os modelos para pesquisa e para projeto, respectivamente. Os autores concluíram que houve excelente concordância entre os valores previstos pelo modelo de pesquisa com os resultados experimentais e atribuíram os valores mais elevados do momento máximo obtidos pelo modelo para projetos à adoção do valor da

resistência ao escoamento nominal para a tensão no aço, subestimando a contribuição real do aço na capacidade resistente ao momento fletor. Finalmente, os autores observaram que a razão entre o valor experimental e o valor previsto pelo modelo para pesquisa para o momento máximo foi essencialmente 1 (um) para os 12 protótipos mistos ensaiados, indicando ser esta relação independente da razão entre as áreas comprimidas de aço e de concreto e da razão vão de cisalhamento/altura.

2.3 Elchalakani *et al.* (2001)

Elchalakani *et al.* (2001) apresentaram um estudo teórico-experimental sobre o comportamento de tubos de aço circulares preenchidos com concreto de resistência e densidade normais submetidos a grandes deformações oriundas da flexão simples. O estudo foi integralmente desenvolvido na *Monash University*, Austrália. Foram investigadas a resistência à flexão, a ductilidade e a absorção de energia dos elementos mistos submetidos à flexão pura. Na estudo, essas propriedades foram comparadas com aquelas dos elementos correspondentes puramente de aço (i.e., sem preenchimento), investigadas previamente pelos autores (Elchalakani *et al.*, 2002). Foram empregados tubos de aço formados a frio, com costura e com resistência ao escoamento nominal de 350 MPa (o valor real médio foi de 419 MPa). O concreto de preenchimento dos tubos apresentou resistência à compressão média de 23,4 MPa e densidade de 2440 kg/m³. Os tubos foram preenchidos com concreto na posição vertical, apoiados na base sobre uma chapa fina de aço, e submetidos à cura sob uma manta de polietileno até a data do ensaio. No total, foram fabricados 12 protótipos com 1.500 mm de comprimento, projetados para diferentes valores do parâmetro de esbeltez, definido pela razão diâmetro/espessura da parede do tubo (D/t variando de 13 a 110). Foram confeccionados nove protótipos a partir de tubos de aço compactos ($13 \leq D/t \leq 40$), com diâmetro variando entre 33,66 mm e 101,83 mm, e espessura da parede variando entre 1,98 mm e 3,35 mm. Os três protótipos confeccionados a partir de tubos de aço esbeltos ($74 \leq D/t \leq 110$) apresentaram diâmetro variando entre 109,9 mm e 110,9 mm, e espessura da parede variando entre 1,0 mm e 1,5 mm. Os protótipos foram submetidos ao ensaio de flexão com extremidades abertas para permitir o deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, situação considerada como crítica no caso da perda da ação mista entre os dois

materiais. Utilizou-se um equipamento especialmente projetado para aplicar binários nas extremidades dos protótipos sem aplicar, entretanto, forças axiais e transversais significativas, gerando uma região central de momento fletor constante, conforme ilustrado na Fig. 2.5. Observa-se que esse carregamento é equivalente ao carregamento de quatro pontos comumente empregado nos ensaios de flexão simples em vigas. Nessa figura, o comprimento a denota o comprimento do vão de cisalhamento, o comprimento $L_{AB} - a$ denota o comprimento do vão central onde ocorre a flexão simples, e o ângulo θ denota a rotação relativa. Para os protótipos com tubos compactos, o vão central foi estabelecido em 800 mm e para os protótipos com tubos esbeltos, em 600 mm.

Os protótipos foram instrumentados de forma a obter medições de carga, de deformação e de ângulos diversos utilizando-se células de carga, extensômetros elétricos de resistência e dispositivos chamados inclinômetros, respectivamente. Para cada protótipo ensaiado, determinou-se as propriedades da seção transversal mista em termos do momento de plastificação (M_{pt}), da curvatura correspondente ao momento de plastificação (k_{pt}), e da rigidez efetiva (EI). Para facilitar o estudo comparativo do comportamento dos protótipos, curvas normalizadas momento (M/M_{pt}) versus curvatura (k/k_{pt}) foram plotadas tanto para os protótipos com preenchimento como para os protótipos sem preenchimento correspondentes. Valores normalizados do momento máximo dos protótipos com preenchimento (índice cp) com base no momento máximo dos protótipos sem preenchimento (índice sp) correspondentes (i.e., $(M_u)_{cp}/(M_u)_{sp}$) foram também apresentados, bem como valores normalizados da rotação relativa máxima (i.e., $(\theta_{máx})_{cp}/(\theta_{máx})_{sp}$) e valores normalizados da energia de absorção (i.e., E_{cp}/E_{sp}).

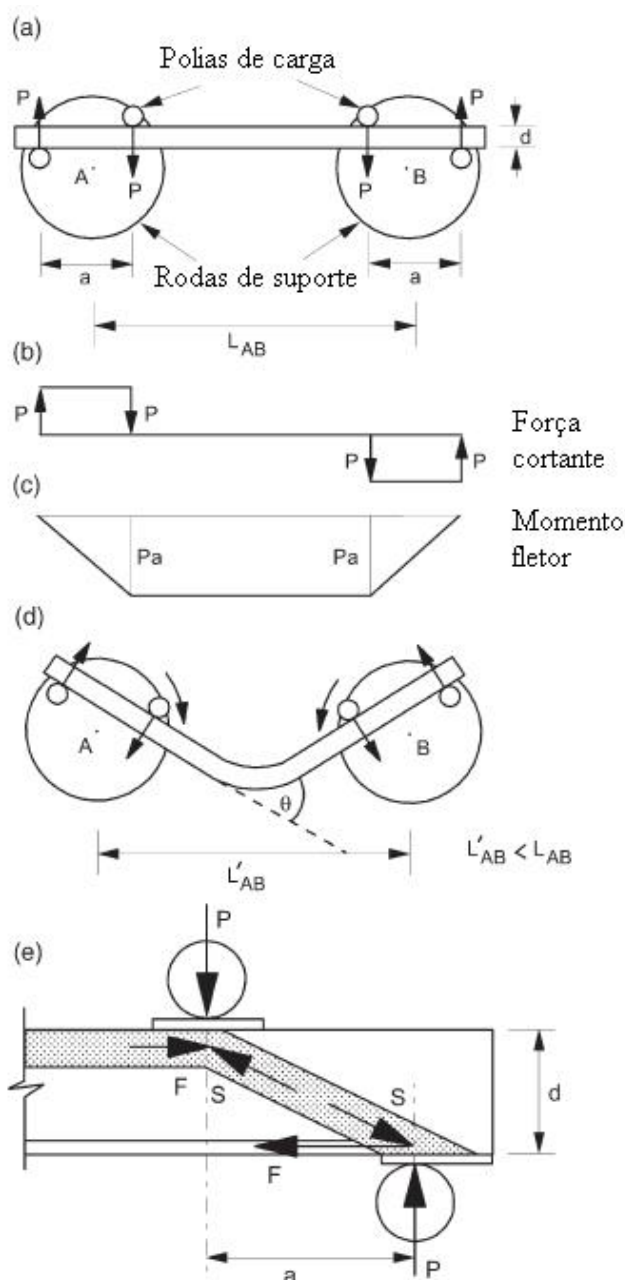


Figura 2.5 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Elchalakani *et al.* (2001)

De uma forma geral, os nove protótipos com preenchimento construídos a partir de tubos compactos ($13 \leq D/t \leq 40$) apresentaram desempenho superior ao dos protótipos sem preenchimento correspondentes. Macroscopicamente, observou-se que os protótipos sem preenchimento exibiram uma dobra após considerável rotação relativa inelástica. Ao contrário, os protótipos com preenchimento não apresentaram qualquer forma de flambagem, ondulações ou pregas devido a elevadas deformações plásticas, ou mesmo falha por tração durante o ensaio.

Quanto às curvas normalizadas momento-curvatura, observou-se que os protótipos com e sem preenchimento apresentaram comportamento similar até um determinado instante quando, então, suas curvas se diferenciaram. Os protótipos mistos apresentaram significativo aumento da ductilidade, em especial aqueles com maior esbeltez. Quanto ao momento máximo, os autores constataram um considerável aumento na resistência à flexão dos protótipos mistos em relação aos correspondentes protótipos puramente de aço, em especial para valores mais elevados do índice de esbeltez da seção: o aumento variou entre 3% e 37%. Quanto à ductilidade, observou-se que os protótipos com preenchimento apresentaram valores significativamente superiores aos dos protótipos sem preenchimento correspondentes, em particular para seções mais esbeltas: a razão variou entre 1,12 e 7,94. Quanto à energia de absorção, similarmente, observou-se que os protótipos com preenchimento apresentaram valores bem superiores aos protótipos sem preenchimento correspondentes: a razão variou entre 1,09 e 9,31.

Quanto aos três protótipos mistos construídos a partir de tubos esbeltos ($74 \leq D/t \leq 110$), os autores identificaram um certo padrão no comportamento à flexão simples, o qual foi idealizado conforme ilustrado na Fig. 2.6. Inicialmente, o elemento misto apresenta uma resposta linear elástica durante a qual a resistência ao escoamento é atingida primeiramente pelas fibras extremas tracionadas (ponto B) e, em seguida, pelas fibras extremas comprimidas (ponto C). A resposta passa a ser não linear a partir do ponto D, correspondente à rotação $\theta = \theta_y$, onde θ_y é a rotação relativa correspondente ao momento elástico máximo (M_y). Uma ondulação ou prega começa a se formar quando $\theta \cong 1,5\theta_y$ no ponto F. Entre os pontos F e G, o elemento misto exibe um significativo endurecimento na zona tracionada. As ondulações crescem uniformemente com o aumento da carga e distribuem-se uniformemente ao longo do comprimento do elemento. O momento máximo é atingido no ponto G. Entre os pontos G e I, a carga decresce ligeiramente (entre 2% e 6,5%) enquanto as deformações aumentam nas fibras extremas tracionadas. A ruptura ocorre no ponto I repentinamente quando a deformação de ruptura do aço do tubo é atingida, acompanhada de um significativo afinamento da parede do tubo (entre 25% e 30%).

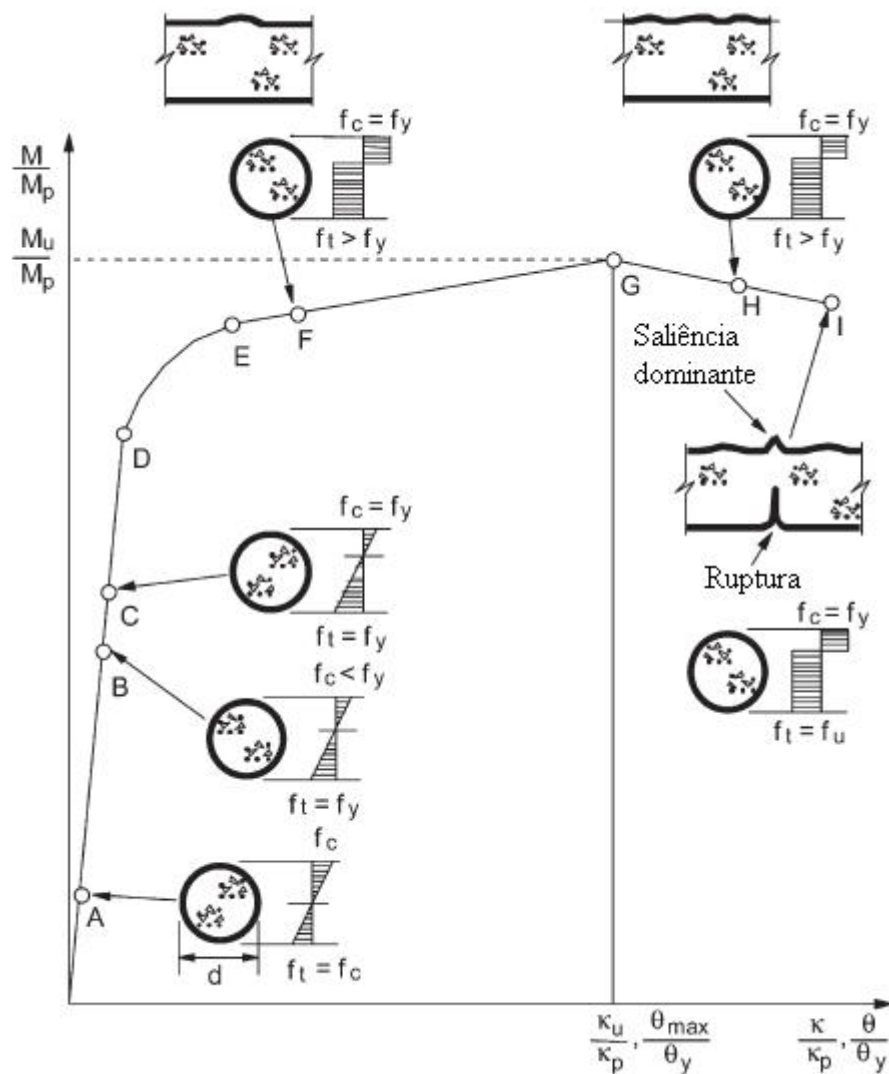


Figura 2.6 – Comportamento das vigas mistas esbeltas sob flexão simples idealizado por Elchalakani *et al.* (2001)

Quanto à transferência de esforços do tubo de aço para o concreto, os autores apresentaram um modelo, similar ao proposto por Lu e Kennedy (1994), conforme ilustrado na Fig. 2.5e: na ausência de ligação mecânica, a transferência de carga ocorre exclusivamente por aderência e atrito ao longo do vão de cisalhamento a . Destaca-se que os valores da relação vão de cisalhamento/diâmetro (a/D) variou entre 2,7 e 8,9 para os protótipos mistos ensaiados. Os autores relataram que, durante os ensaios, não houve qualquer aumento repentino nos valores das deformações ou qualquer queda brusca nas curvas momento-curvatura que pudesse indicar a ocorrência de escorregamento na interface entre os dois materiais. Aparentemente, o valor de 2,70 para a relação a/D foi suficiente para a total transferência de esforços sem deslizamento relativo. No desenvolvimento de um modelo analítico para a determinação do

momento resistente, apresentado a seguir, os autores assumiram perfeita interação entre o aço e o concreto.

Os autores relatam ainda que os protótipos com preenchimento apresentaram uma pequena (inferior a 1%) ovalização do tubo de aço originalmente circular, enquanto os protótipos sem preenchimento apresentaram ovalização uniforme de 10% (Elchalakani *et al.*, 2002). Os autores atribuem esta ovalização reduzida à existência do núcleo de concreto e sugerem que o efeito da ovalização pode ser desconsiderado nos modelos analíticos para se prever a capacidade resistente ao momento fletor de tubos de aço preenchidos com concreto.

Em suma, os autores concluíram que, de forma geral, o preenchimento com concreto de tubos circulares de aço, com $13 \leq D/t \leq 110$, submetidos a grandes deformações oriundas da flexão simples aumenta a resistência, a ductilidade e a absorção de energia, principalmente para seções mais esbeltas.

Elchalakani *et al.* (2001) também apresentaram uma expressão simplificada para determinar a resistência à flexão de tubos de aço circulares preenchidos com concreto, a partir de uma abordagem rígido-plástica, considerando diagramas retangulares para a distribuição de tensões no aço e no concreto. A capacidade resistente ao momento fletor da seção mista é dada pelas contribuições do concreto comprimido (F_{cc}), do aço tracionado (F_{st}) e do aço comprimido (F_{sc}). O modelo proposto é ilustrado na Fig. 2.7. A seção transversal mista foi assumida inteiramente efetiva no desenvolvimento da formulação e foi considerada também interação completa na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto.

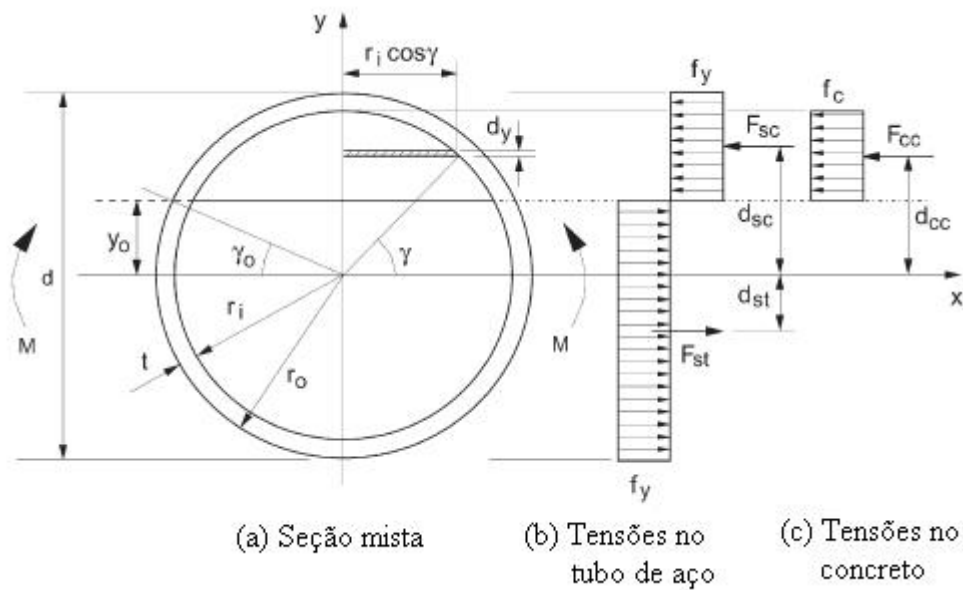


Figura 2.7 – Modelo analítico proposto por Elchalakani *et al.* (2001)

A localização da linha neutra plástica, dada pela coordenada angular γ_o , pode ser obtida pela expressão simplificada a seguir:

$$\gamma_o = \frac{\frac{\pi}{4} \left(\frac{f_c r_i r_i}{f_y r_m t} \right)}{2 + \frac{1}{2} \left(\frac{f_c r_i r_i}{f_y r_m t} \right)} \quad (2.2)$$

onde f_c é a resistência à compressão do concreto avaliada por corpos-de-prova cilíndricos, f_y é a resistência ao escoamento do aço do tubo, t é a espessura da parede do tubo, r_o e r_i são os raios externo e interno do tubo e, finalmente, r_m é o raio médio.

A capacidade resistente ao momento fletor pode ser expressa por:

$$M_u = \frac{2}{3} f_c r_i^3 \cos^3 \gamma_o + 4 f_y r_m^2 t \cos \gamma_o \quad (2.3)$$

Comparando os valores obtidos experimentalmente com os valores determinados analiticamente para o momento resistente, os autores concluíram que houve boa concordância entre ambos: a razão entre o momento resistente experimental e o teórico foi, em média, 1,07. A contribuição do concreto para a capacidade resistente do protótipo misto foi, em média, 11,8%. Os autores também confrontaram os resultados dos ensaios experimentais com a formulação apresentada em normas internacionais vigentes à época do estudo e constataram que a capacidade resistente das vigas mistas constituídas por tubos de aço preenchidos foi também subestimada pelos métodos apresentados nas normas americana, japonesa e europeia. A razão entre o momento resistente experimental e o teórico foi 1,14; 1,10 e 1,03, respectivamente.

2.4 Han (2004)

Han (2004) conduziu um estudo teórico-experimental na *Fuzhou University*, China, para analisar o comportamento estrutural à flexão simples de tubos de aço preenchidos com concreto. Os tubos foram fabricados a partir de quatro chapas de aço soldadas nos cantos gerando uma seção quadrada ou retangular. No total, foram ensaiados 16 protótipos mistos com 1100 mm de comprimento, projetados para diferentes valores da razão altura/largura (H/B variando de 1 a 2) e diferentes valores da razão altura/espessura da parede do tubo (H/t variando de 20 a 50). Foram produzidos oito protótipos mistos de seção tubular quadrada ($H = B = 120$ mm), sendo quatro protótipos com tubos com espessura da parede igual a 3,84 mm e quatro protótipos com tubos com espessura da parede igual a 5,86 mm. Os tubos dos protótipos mistos de seção retangular apresentaram valores da largura iguais a 60, 90 e 120 mm, valores da altura iguais a 120 e 150 mm, e espessura da parede igual a 2,93 mm. Cada tubo foi soldado à uma placa de base de aço quadrada com espessura de 10 mm. O concreto de resistência normal de preenchimento dos tubos foi projetado para uma resistência à compressão de 30 MPa aos 28 dias (corpo-de-prova cúbico). Os tubos foram concretados na posição vertical, apoiados na placa de base, e submetidos à cura ao ar até a data do ensaio. Durante o período de cura, ocorreu uma pequena retração longitudinal no topo dos protótipos (aproximadamente 1,2 mm). Utilizou-se um epóxi de alta resistência para

preencher essa lacuna e garantir que a superfície do concreto ficasse nivelada com o tubo de aço no topo do protótipo. Os protótipos foram submetidos ao carregamento de quatro pontos, conforme esquema ilustrado na Fig. 2.8, até a ruptura. A razão vão de cisalhamento/altura foi 1,67 e 2,1. Os protótipos foram instrumentados com três transdutores de deslocamentos para medir as deflexões na seção a meio vão e nos pontos de aplicação das cargas. Oito extensômetros elétricos de resistência foram utilizados para medir deformações na seção a meio vão.

O estudo experimental permitiu a determinação da resistência à flexão do protótipo misto, bem como a investigação do modo de falha. Observou-se que todos os protótipos ensaiados apresentaram comportamento relativamente dúctil e nenhuma falha por tração foi observada na mesa tracionada. O comportamento dúctil foi atribuído ao preenchimento do tubo de aço e ao estabelecimento da ação mista entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. O modo de falha típico observado nos protótipos está apresentado na Fig. 2.9, na qual estão destacadas as ondulações que ocorreram na mesa comprimida do tubo de aço.

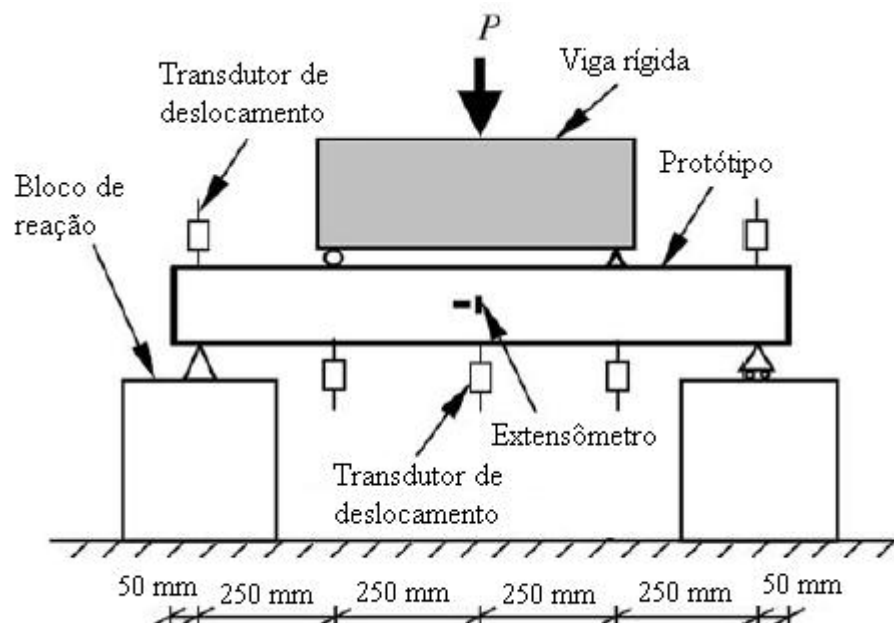


Figura 2.8 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Han (2004)

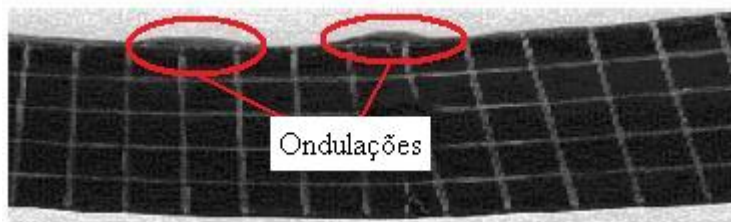


Figura 2.9 – Modo de falha típico dos protótipos ensaiados por Han (2004)

As curvas momento *versus* curvatura apresentaram tipicamente um comportamento inicial elástico, seguido de comportamento inelástico com decréscimo gradual da rigidez até atingir assintoticamente o momento máximo. O autor observou que, após atingir a deformação máxima de 0,01 (i.e., 10000 $\mu\epsilon$), o momento tende a se estabilizar. Para considerações práticas, o momento correspondente à deformação máxima de 0,01 foi definido como o momento último (M_u) do protótipo misto. De forma geral, o comportamento inelástico iniciou-se em torno de 20% do momento último do protótipo. A rigidez à flexão inicial (K_{ie}) foi definida como a rigidez secante correspondente ao momento igual a $0,2M_u$. O momento de serviço foi definido como sendo o momento correspondente a 60% do momento último do protótipo. A rigidez à flexão de serviço (K_{is}) foi definida como a rigidez secante correspondente ao momento igual a $0,6M_u$. A curva momento *versus* curvatura típica para os protótipos ensaiados é ilustrada na Fig. 2.10.

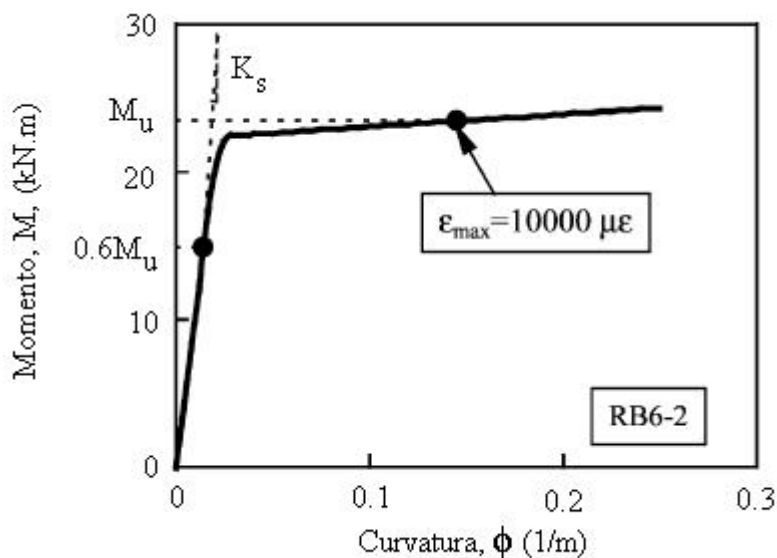


Figura 2.10 – Curva momento-curvatura típica dos protótipos ensaiados por Han (2004)

Han (2004) propôs um modelo analítico simplificado para se estimar a capacidade resistente ao momento fletor de vigas mistas constituídas por tubos de aço preenchidos com concreto, baseado na definição de um modelo mecânico e de um fator de confinamento (ξ) dado por:

$$\xi = \frac{A_s f_{sy}}{A_c f_{ck}} \quad (2.4)$$

onde A_s é a área do tubo de aço, A_c é a área do núcleo de concreto, f_{sy} é a resistência ao escoamento do aço, e f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto. Para concreto de resistência normal, o valor do f_{ck} é determinado tomando-se 67% da resistência à compressão avaliada em corpos-de-prova cúbicos.

A capacidade resistente ao momento fletor (M_u) pode ser dada por:

$$M_u = \gamma_m \cdot W_{scm} \cdot f_{scy} \quad (2.5)$$

onde :

γ_m é o índice de resistência à flexão dado por:

Para seções mistas quadradas e retangulares: $\gamma_m = 1,04 + 0,48 \ln(\xi + 0,1)$

Para seções mistas circulares: $\gamma_m = 1,1 + 0,48 \ln(\xi + 0,1)$

W_{scm} é o módulo resistente da seção mista dado por:

Para seções mistas quadradas: $W_{scm} = B^3/6$

Para seções mistas retangulares: $W_{scm} = BD^2/6$ (em torno do eixo de maior inércia) e $W_{scm} = B^2D/6$ (em torno do eixo de menor inércia)

Para seções mistas circulares: $W_{scm} = (\pi D^3)/32$

f_{scy} é a resistência ao escoamento nominal da seção mista dado por:

Para seções mistas quadradas e retangulares: $f_{scy} = (1,18 + 0,85\xi) f_{ck}$

Para seções mistas circulares: $f_{scy} = (1,14 + 1,02\xi) f_{ck}$

A partir de uma análise comparativa com 51 resultados obtidos experimentalmente por diferentes pesquisadores, o autor concluiu que a capacidade resistente ao momento fletor de vigas mistas constituídas por tubos de aço preenchidos com concreto pode ser estimada, de forma conservadora, pelo método analítico proposto. Especificamente, o modelo subestimou essa capacidade em 10%, em média. Empregando os métodos propostos pelas normas de projeto vigentes à época do estudo, o autor constatou que esses métodos mostraram-se também conservadores. A capacidade resistente prevista pela normas japonesa e americana foi, em média, 20% inferior ao valor experimental. O valor previsto pelas normas britânica e europeia foi, em média, 12% e 10% inferior ao valor experimental, respectivamente.

2.5 Gho e Liu (2004)

Gho e Liu (2004) publicaram um estudo desenvolvido na *Nanyang Technological University*, Singapura, sobre o comportamento de 12 protótipos de tubos de aço retangulares preenchidos com concreto de alta resistência ensaiados sob flexão simples até a ruptura. Três diferentes seções transversais retangulares de tubos de aço foram empregadas: 150×150 , 200×150 e 250×150 mm. O raio de concordância foi medido e tomado como 3 vezes a espessura da parede do tubo. As resistências ao escoamento médias do aço dos tubos foram 438, 495 e 409 MPa, respectivamente. O concreto de preenchimento foi produzido a partir de quatro betonadas. Para cada betonada, foram moldados três corpos-de-prova cúbicos ($150 \times 150 \times 150$ mm) e três cilíndricos (150×300 mm). As resistências à compressão médias do concreto de preenchimento, avaliadas na idade de 48 dias pelo rompimento dos corpos-de-prova cilíndricos foram: 56,3; 70,6; 87,5 e 90,9 MPa. Uma placa de aço com espessura de 10 mm foi soldada na base dos protótipos previamente ao preenchimento dos mesmos. O concreto foi lançado no interior dos tubos na posição vertical, em quatro camadas e adensado com vibrador de imersão. Os protótipos concretados foram submetidos à cura em laboratório por 7 dias. Após o período de cura e assentamento do concreto, uma camada de

argamassa de cimento de alta resistência foi adicionada para nivelar o topo do núcleo de concreto com o tubo de aço. Em seguida, uma placa de aço com espessura de 10 mm foi soldada no topo para fechar a extremidade do protótipo. Os protótipos foram submetidos ao ensaio de flexão simples em torno do eixo de maior inércia sob carregamento monotônico até a ruptura, conforme esquema apresentado na Fig. 2.11.

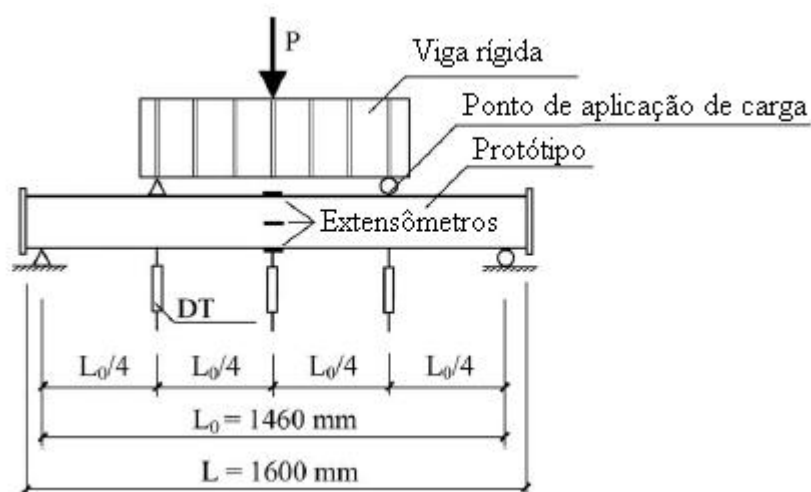


Figura 2.11 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Gho e Liu (2004)

A cada incremento de carga, foi feita uma pausa de um minuto para permitir que as deformações no aço e no concreto se estabilizassem. Os autores reportaram o valor aproximado da carga aplicada para a qual pôde-se ouvir a fissura do concreto: 50, 80 e 100 kN para os protótipos B01 a B04, B05 a B08 e B09 a B12, respectivamente. Após o escoamento do aço, a carga foi aplicada continuamente. Os protótipos B02, B03, B04, B07, B08, B11 e B12 apresentaram enrugamento na mesa superior do tubo de aço para flecha em torno de 40 mm na seção a meio vão, conforme apresentado na Fig. 2.12. Ao término do ensaio, a flecha total na seção a meio vão atingiu 50 mm, aproximadamente. Para investigar o modo de falha do concreto de preenchimento, os protótipos B02, B04, B08 e B11 tiveram seus tubos cortados, como ilustrado na Fig. 2.13. Os autores constataram que as fissuras iniciaram na região tracionada e se propagaram até cerca de 2/3 da altura da seção transversal. Notou-se também um leve esmagamento do concreto próximo à área do enrugamento da mesa superior do tubo de aço. Apesar desse esmagamento, os autores relataram que não houve redução significativa na capacidade resistente à flexão dos protótipos mistos ensaiados. Segundo os autores, o confinamento do concreto proporcionado pelo tubo aço evitou o

lasqueamento e o esmagamento massivo do concreto, conferindo ao protótipo um comportamento dúctil.

Para fins comparativos, os autores apresentaram curvas momento *versus* flecha a meio vão devido apenas à flexão simples, i.e., a flecha a meio vão total subtraída da flecha na seção de aplicação da carga. Curvas típicas estão apresentadas na Fig. 2.14.

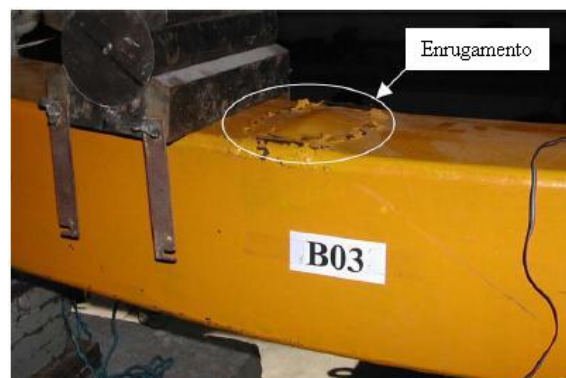


Figura 2.12 – Enrugamento nos protótipos ensaiados por Gho e Liu (2004)



Figura 2.13 – Modo de falha típico do concreto nos protótipos ensaiados por Gho e Liu (2004)



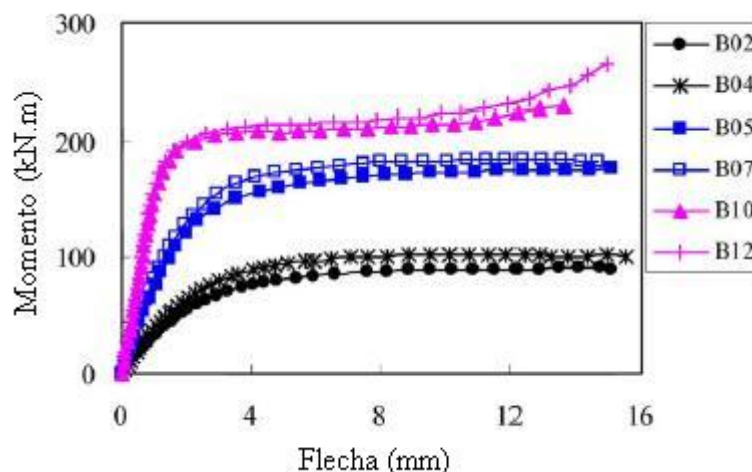


Figura 2.14 – Curvas momento *versus* flecha de protótipos ensaiados por Gho e Liu (2004)

Observou-se que os protótipos apresentaram um patamar de escoamento significativo, com boa ductilidade. Aparentemente, a influência da resistência à compressão do concreto na capacidade resistente ao momento fletor mostrou-se não significativa, particularmente para os protótipos com maiores relações largura/altura (B10 e B12). Os autores atribuíram esse fato à menor contribuição do núcleo de concreto na resistência à flexão dos protótipos retangulares à medida que a relação largura/altura aumenta.

Analisando as curvas momento *versus* deformação nas mesas superior e inferior dos tubos de aço na seção a meio vão, os autores observaram que as deformações de compressão e de tração apresentadas no início do trecho correspondente ao patamar de escoamento foram superiores a 0,2% ($2000\mu\epsilon$), indicando que ambas as mesas escoaram antes de se atingir a capacidade resistente do protótipo.

2.6 Han *et al.* (2006)

Han *et al.* (2006) aprofundaram os estudos apresentados em Han (2004). Nesse estudo mais recente, realizado conjuntamente pela *Tsinghua University*, China, e pela *Fuzhou University*, China, 36 protótipos mistos de seção tubular circular (18 protótipos) e quadrada (18 protótipos) foram preenchidos com concreto autoadensável. Os principais parâmetros

envolvidos nesse estudo foram: (i) tipo de seção (circular e quadrada); (ii) resistência ao escoamento do aço; (iii) resistência à compressão do concreto; (iv) razão diâmetro ou largura/espessura da parede do tubo; e, (v) razão vão de cisalhamento/diâmetro ou altura do tubo. Foram empregados dois tipos de aço os quais apresentaram resistência ao escoamento média de 235 e 282 MPa. Três tipos de concreto autoadensável de densidade normal foram dosados para resistências à compressão de 50, 60 e 80 MPa aos 28 dias (corpo-de-prova cúbico). No estado fresco, os concretos apresentaram espalhamento de 672, 670 e 600 mm, respectivamente. Os tubos foram fabricados a partir de chapas de aço soldadas de forma a gerar uma seção circular ou quadrada. A razão diâmetro (ou largura)/espessura da parede do tubo variou de 47 a 105. Especificamente, foram fabricados 18 protótipos mistos de seção tubular circular apresentando diâmetro D com valores iguais a 100, 200, 140 e 180 mm e espessura da parede do tubo t com valores iguais a 1,9 mm (para D igual a 100 ou 200 mm) e 3 mm (para D igual a 140 ou 180 mm). Os 18 protótipos mistos de seção tubular quadrada apresentaram valores para a largura B e altura D iguais a 100, 200, 140 e 180 mm, e espessura da parede do tubo t igual 1,9 mm (para B e D iguais a 100 e 200 mm) e 3 mm (para B e D iguais a 140 e 180 mm). Cada tubo foi soldado à uma chapa de base de aço circular (para tubos circulares) ou quadrada (para tubos quadrados) com espessura de 10 mm. Os tubos foram concretados em camadas, sem vibração, na posição vertical, apoiados na placa de base, e submetidos à cura por duas semanas. Destaca-se que, nesse estudo, não foi mencionada a ocorrência ou não de retração longitudinal. Diferentes valores para a razão vão de cisalhamento/altura do tubo (a/D) foram investigados, variando entre 1,25 e 6. Dois métodos de aplicação do carregamento foram empregados: carregamento de quatro pontos e carregamento de três pontos. Os protótipos foram instrumentados com três transdutores de deslocamentos para medir as flechas em diferentes posições ao longo do comprimento do protótipo. Oito extensômetros elétricos de resistência foram utilizados para medir deformações na seção a meio vão.

Os autores observaram que todos os protótipos ensaiados falharam de forma bastante dúctil. Entretanto, ao término do ensaio, alguns protótipos apresentaram falha por tração na mesa tracionada. Os modos de falha típicos do tubo de aço e do núcleo de concreto dos protótipos de seção circular estão mostrados na Fig. 2.15.



Figura 2.15 – Modo de falha típico dos protótipos circulares ensaiados por Han *et al.* (2006)

Esses modos de falha apresentados pelos tubos circulares preenchidos com concreto autoadensável mostraram-se semelhantes aos dos tubos circulares preenchidos com concreto convencional ensaiados por Lu e Kennedy (1994), Elchalakani *et al.* (2001) e Han (2004).

Comparando-se os gráficos momento *versus* curvatura para diferentes valores da razão vão de cisalhamento/altura do tubo (a/D), os autores observaram que esse parâmetro não apresentou efeito significativo no comportamento dos protótipos mistos circulares e quadrados ensaiados. Adicionalmente, plotando-se em um gráfico os valores obtidos experimentalmente para o momento máximo e as respectivas razões vão de cisalhamento/altura, constatou-se que a razão a/D não tem influência óbvia na resistência à flexão do protótipo misto. Os autores concluíram que a razão vão de cisalhamento/altura, variando entre 1,25 e 6, tem uma influência bastante moderada no comportamento de tubos de aço preenchidos com concreto com seções circulares e quadradas. Esse resultado também foi observado anteriormente por Lu e Kennedy (1994) para vigas mistas de seção tubular retangular. Os autores atribuíram esse fenômeno ao fato de que, para tubos de aço preenchidos com concreto, o mecanismo de transferência de esforços entre o tubo de aço e o núcleo de concreto é similar para diferentes valores da razão vão de cisalhamento/altura, ao contrário do que ocorre nas vigas de concreto armado convencionais.

2.7 Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)

Na Índia, Soundararajan e Shanmugasundaram (2008) desenvolveram um estudo experimental com 15 tubos de aço quadrados preenchidos com diferentes tipos de concreto, visando a investigar a contribuição de cada tipo de concreto na resistência à flexão do elemento misto. Nessa pesquisa, foram empregados tubos de aço laminados, com seção transversal quadrada de dimensões 72×72 mm, espessura da parede de 3,2 mm e comprimento igual a 1200 mm. A razão largura/espessura da parede do tubo foi 22,5. Foram investigados quatro tipos de concreto para o preenchimento dos tubos: concreto de mistura normal (NMC – *normal mix concrete*), concreto com 20% de cinza volante (FAC – *fly ash concrete*), concreto com resíduo de pedreira (QWC – *quarry waste concrete*) e concreto de baixa resistência (LSC – *low strength concrete*), apresentando resistência à compressão aos 28 dias de 32,6 MPa; 32,5 MPa; 21,63 MPa e 0,88 MPa, respectivamente, avaliada através de ensaios em corpos-de-prova cúbicos curados em tanques de água. Foram produzidos três protótipos para cada tipo de concreto de preenchimento. Os tubos foram preenchidos com concreto em camadas e adensados manualmente com uma haste. Cabe mencionar que os autores não relataram a orientação dessa concretagem. Supostamente, o preenchimento ocorreu com os tubos posicionados verticalmente. Como referência no estudo comparativo, foram também ensaiados três protótipos sem preenchimento (HS – *hollow section*). Os protótipos foram ensaiados à flexão até a ruptura, sob carregamento de quatro pontos, conforme indicado na Fig. 2.16.

A instrumentação dos protótipos consistiu de três transdutores de deslocamentos instalados a meio vão e sob os pontos de aplicação das cargas para medir as flechas nessas seções, e quatro extensômetros elétricos de resistência, colados nas mesas superior e inferior do tubo de aço para determinar as máximas deformações de compressão e de tração. Dois extensômetros também foram colados na face frontal do tubo de aço.

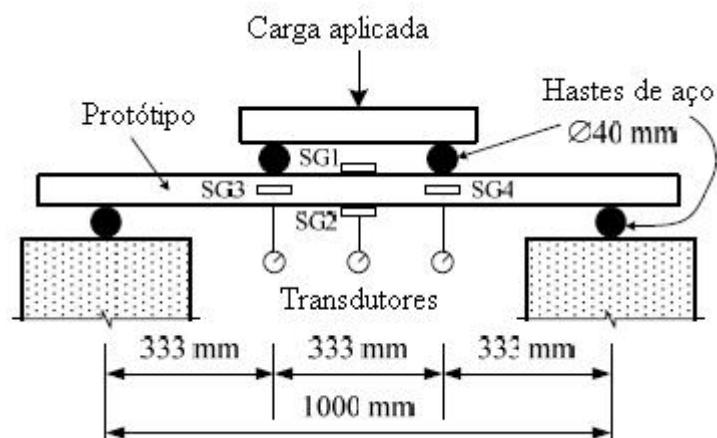


Figura 2.16 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)

Os autores reportaram que todos os protótipos apresentaram comportamento característico para a flexão simples, desenvolvendo . O modo de falha típico foi por flecha excessiva conforme mostrado na Fig. 2.17. Comparando os valores da rotação máxima ($\theta_{máx}$) observada para os protótipos com preenchimento com os valores da rotação observada para os protótipos sem preenchimento quando se atingiu a resistência ao escoamento (θ_y), os autores constataram um aumento de cerca de 300% na rotação correspondente ao momento máximo. Especificamente, as relações $\theta_{máx}/\theta_y$ obtidas foram 3,625; 3,125; 3,25 e 3,25 para os concretos designados NMC, FAC, QWC e LSC, respectivamente. Este aumento na ductilidade é questionável. Os autores reportaram que os protótipos sem preenchimento foram submetidos a uma rotação máxima de 29° enquanto a rotação correspondente ao início do escoamento, empregada na comparação acima, foi de 8°. A rotação máxima observada para os protótipos com preenchimento foi 29°, 25°, 26° e 26° para os concretos designados NMC, FAC, QWC e LSC, respectivamente. Os autores também reportaram que os valores do momento último obtidos experimentalmente para os protótipos com preenchimento foram superiores aos valores previstos teoricamente. A faixa de valores da razão entre o valor experimental e o valor teórico foi 1,15-1,25 para preenchimento com NMC, 1,19-1,25 para preenchimento com FAC, 1,19-1,25 para preenchimento com QWC e 1,11-1,16 para preenchimento com LSC. Os autores destacaram que os protótipos preenchidos com FAC e QWC apresentaram resultados próximos aos dos protótipos preenchidos com NMC, ao contrário dos protótipos preenchidos com LSC. Os autores atribuíram essa diferença de desempenho dos concretos investigados à diferença na resistência à compressão dos mesmos.



Figura 2.17 – Modo de falha típico dos protótipos ensaiados por Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)

Dessa forma, os autores concluíram que concretos com cinza volante e resíduo de pedreira na sua composição podem ser utilizados no preenchimento de tubos de aço, representando economia nas estruturas mistas.

2.8 Jiang *et al.* (2013)

Jiang *et al.* (2013) realizaram na *Zhejiang University*, China, um estudo experimental com 4 protótipos com seções tubulares de aço preenchidas com concreto autoadensável, dosado para apresentar resistência à compressão aos 28 dias de 50 MPa (corpo-de-prova cúbico). Os tubos de aço foram fabricados em duas etapas: primeiramente, uma seção aberta de três faces foi formada a frio a partir de uma chapa de aço (raio de concordância médio de 2,6 mm); em seguida, uma quarta face foi soldada à seção aberta para formar a seção tubular fechada. Os tubos foram cortados com comprimento de 2000 mm. Cada tubo foi soldado à uma chapa de base de aço quadrada (para tubos quadrados) ou retangular (para tubos retangulares) com espessura de 10 mm. Os tubos foram preenchidos com concreto autoadensável sem qualquer adensamento, na posição vertical. Não foi relatado o tipo de cura empregado. Para preencher a lacuna longitudinal no topo do protótipo decorrente da retração do concreto, empregou-se uma argamassa de cimento de alta resistência. Em seguida, uma placa de aço foi soldada no topo do protótipo.

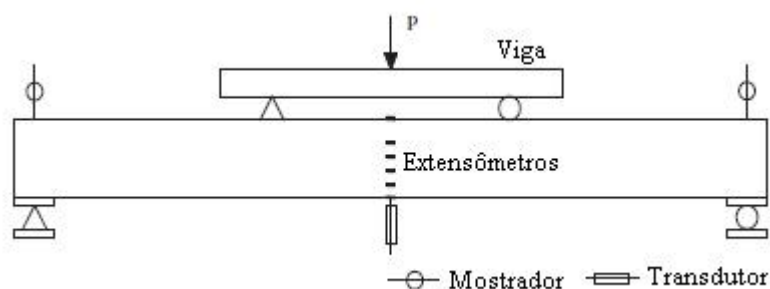


Figura 2.18 – Esquema do ensaio de flexão realizado por Jiang *et al.* (2013)

Os protótipos foram submetidos ao ensaio de flexão simples conforme esquema apresentado na Fig. 2.18. Três ou cinco extensômetros elétricos de resistência foram usados para medir deformações na seção localizada a meio vão. A flecha a meio vão foi medida por um transdutor de deslocamento.

Os protótipos mistos ensaiados apresentaram ruptura dúctil. Não foi observada qualquer falha por tração na mesa inferior ou falha nas soldas. Um enrugamento foi observado na mesa superior na região entre os pontos de aplicação de carga. A partir da abertura do tubo, foi possível constatar o esmagamento do concreto. Curvas carga *versus* flecha obtidas para os quatro protótipos ensaiados estão apresentadas na Fig. 2.19. Observando a distribuição das deformações ao longo da altura da seção transversal localizada a meio vão para diferentes níveis de carga, os autores também constataram que as seções transversais permaneceram planas durante a flexão pois a distribuição das deformações mostrou-se linear e que a linha neutra deslocou-se para cima com o aumento da carga.

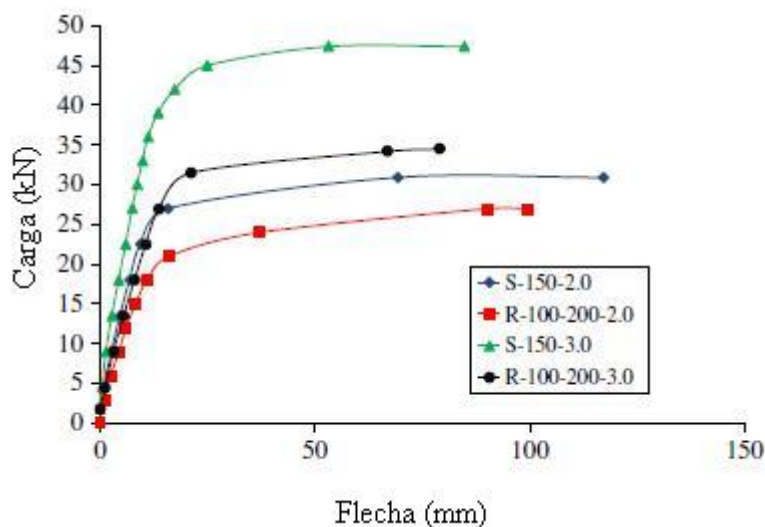


Figura 2.19 – Curvas carga *versus* flecha dos protótipos ensaiados por Jiang *et al.* (2013)

Jiang *et al.* (2013) apresentaram um modelo analítico que considera aspectos importantes relacionados às características particulares dos protótipos mistos envolvidos no estudo experimental por eles realizado. Especificamente, a fabricação dos protótipos consistiu, primeiramente, da conformação a frio de uma chapa de aço formando uma seção aberta de três faces com cantos curvos e, na sequência, da soldagem da quarta face para formar a seção tubular fechada quadrada ou retangular. Os processos de conformação a frio e de soldagem introduzem tensões residuais nos cantos da seção tubular de aço que devem ser levadas em consideração no modelo analítico. Na Fig. 2.20a está ilustrada a seção transversal dos protótipos e destaca as regiões dos cantos curvos conformados a frio e dos cantos soldados. Para incorporar os efeitos das tensões residuais, os autores adotaram modelos constitutivos distintos para o aço localizado nas regiões curva e plana da mesa superior, considerando o aumento da resistência do aço nos cantos.

Adicionalmente, a relação largura/espessura máxima nos protótipos ensaiados foi 100, justificando incorporar no modelo analítico os efeitos da flambagem local na mesa superior. Para tanto, os autores definiram uma tensão crítica para a flambagem local (σ_{cr}) e a largura efetiva da mesa superior (b_e) após a ocorrência da flambagem local, conforme as expressões a seguir:

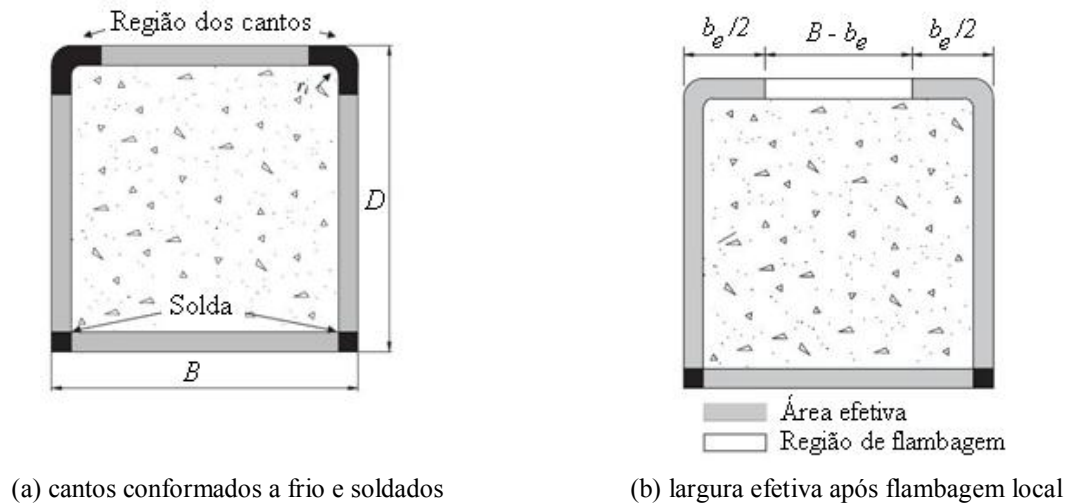


Figura 2.20 – Seção transversal dos protótipos ensaiados por Jiang *et al.* (2013)

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E_s}{12(1-\nu^2)(B/t)^2} \quad (2.6)$$

$$\frac{b_e}{B} = 0,675 \left(\frac{\sigma_{cr}}{f_y} \right)^{1/3}, \text{ para } \sigma_{cr} \leq f_y \quad (2.7)$$

$$\frac{b_e}{B} = 0,915 \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr} + f_y} \right)^{1/3}, \text{ para } \sigma_{cr} > f_y$$

onde k é o coeficiente de flambagem da chapa, E_s é o módulo de elasticidade do aço, f_y é a resistência ao escoamento do aço, ν é o coeficiente de Poisson do aço, B é a largura total da mesa e t é a espessura da parede do tubo. Na Fig. 2.20b está ilustrada a largura efetiva após a flambagem local da mesa superior.

Segundo o modelo analítico proposto por Jiang *et al.* (2013), toda a viga mista é dividida em n elementos ao longo do seu comprimento. Com base na hipótese de planicidade da seção transversal (hipótese que foi confirmada experimentalmente), a distribuição de deformações no i -ésimo elemento é estabelecida conforme ilustrado na Fig. 2.21.

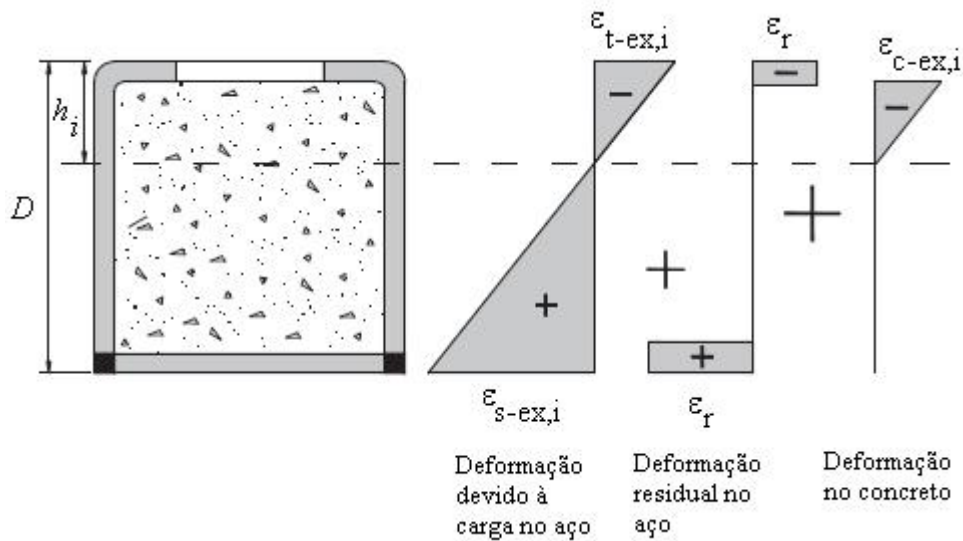


Figura 2.21 – Modelo analítico proposto por Jiang *et al.* (2013)

A partir das equações de equilíbrio de forças e de momentos, a profundidade da linha neutra (h_i) e a máxima deformação de tração no aço ($\epsilon_{s-ex,i}$) são determinadas para um dado valor do momento atuante no i -ésimo elemento. Determinadas as incógnitas, a máxima deformação de compressão no aço ($\epsilon_{t-ex,i}$) e a máxima deformação de compressão no concreto ($\epsilon_{c-ex,i}$) são determinadas e conseqüentemente, a distribuição de deformações na seção transversal mista.

Comparando as curvas carga *versus* máxima deformação no aço (tanto de tração como de compressão) para a seção a meio vão, as curvas carga *versus* curvatura, e as curvas carga *versus* flecha a meio vão, obtidas analiticamente com os resultados experimentais, os autores concluíram que, de maneira geral, uma boa concordância foi alcançada. Comparando os valores do momento máximo previstos pelo modelo analítico com os correspondentes valores experimentais obtidos para os quatro protótipos ensaiados pelos autores e para cinco protótipos com características semelhantes ensaiados por Uy (Uy, 2001, *apud* Jiang *et al.*, 2013), os autores também obtiveram boa concordância entre os resultados. Em média, a relação entre o valor experimental e o valor previsto pelo modelo foi 0,99. Finalmente, os autores concluíram que os valores previstos pelas normas americana e europeia vigentes à época do estudo são conservadores: os valores médios da relação entre o valor experimental e o valor previsto foram 0,79 e 0,91, respectivamente.

2.9 Wang *et al.* (2014)

O trabalho apresentado por Wang *et al.* (2014) é de particular interesse para o projeto de pesquisa proposto. Trata-se de um estudo sobre modelagem computacional via elementos finitos objetivando investigar o comportamento à flexão de elementos tubulares retangulares de aço preenchidos com concreto fabricados a partir de tubos de seção transversal compacta, não compacta e esbelta. Nesse estudo, foi empregado o ABAQUS, um software comercial para modelagem e análise via MEF. Devido à semelhança da geometria retangular da seção transversal do perfil tubular de aço com a geometria das vigas mistas do projeto de pesquisa proposto, esse trabalho será apresentado mais detalhadamente a seguir, com enfoque especial nos principais aspectos da modelagem por eles realizada e nos resultados do estudo paramétrico. Cabe mencionar que, anteriormente a esse trabalho, outros estudos sobre modelagem numérica de tubos de aço preenchidos com concreto submetidos à flexão simples foram apresentados por Lu *et al.* (2009) e Moon *et al.* (2012). Esses autores também utilizaram o software ABAQUS. Porém, diferentemente do estudo de Wang *et al.* (2014), esses estudos empregaram perfis tubulares circulares.

Para a modelagem constitutiva do aço do perfil tubular retangular, foi empregado um modelo que inclui cinco estágios da relação tensão-deformação: elástico, elastoplástico, plástico, endurecimento e ruptura conforme ilustrado na Fig. 2.22a, onde f_p , f_y e f_u são, respectivamente, o limite de proporcionalidade, a resistência ao escoamento e a resistência à ruptura do aço e $\varepsilon_e = 0,8 f_y / E_s$, $\varepsilon_y = 1,5 \varepsilon_e$, $\varepsilon_{uy} = 10 \varepsilon_y$ e $\varepsilon_u = 100 \varepsilon_y$. As tensões residuais oriundas do processo de fabricação dos tubos de aço, o qual inclui conformação a frio e soldagem, foram consideradas empregando-se um diagrama tensão-deformação multilinear específico para o aço localizado nos cantos curvos, conforme mostrado na Fig. 2.22b.

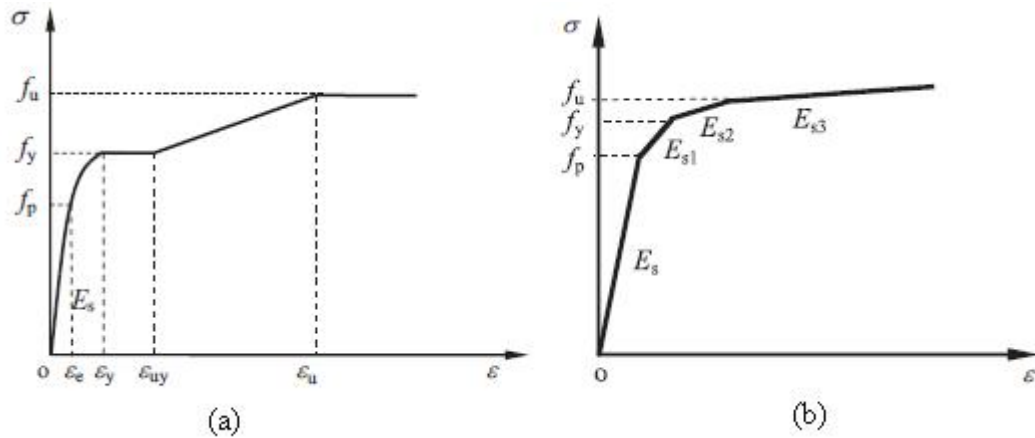


Figura 2.22 - Diagrama tensão-deformação para o aço no modelo numérico de Wang *et al.* (2014)

Para a modelagem constitutiva do concreto de preenchimento, foi utilizado o modelo de dano com plasticidade disponível no ABAQUS, apropriado para materiais frágeis. Devido às diferenças entre a resistência e os mecanismos de falha do concreto sob compressão e tração, foram adotadas relações constitutivas distintas para cada sollicitação. Estudos anteriores indicaram que o concreto fica mais dúctil devido ao confinamento proporcionado pelo tubo de aço. Observou-se que a deformação correspondente à tensão máxima aumenta e o comportamento pós-pico tende a ser linear. De uma maneira geral, constatou-se que o aumento da ductilidade relaciona-se com um fator de confinamento (ξ), definido anteriormente por Han (2004), conforme expressão dada pela Eq. (2.4) desse projeto. Para simular o comportamento dúctil do concreto sob compressão, os autores utilizaram as seguintes relações tensão-deformação apresentadas em Han *et al.* (2007):

$$y = \begin{cases} 2x - x^2, & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_o (x-1)^\eta + x}, & (x > 1) \end{cases} \quad (2.8)$$

onde $x = \varepsilon/\varepsilon_o$, $y = \sigma/\sigma_o$, $\sigma_o = f'_c$ (N/mm²), $\varepsilon_o = \varepsilon_c + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6}$,
 $\varepsilon_c = (1300 + 12,5f'_c) \times 10^{-6}$,

$$\eta = \begin{cases} 2, & (\text{para tubos com seção circular}) \\ 1,6 + 1,5x, & (\text{para tubos com seção quadrada}) \end{cases}$$

$$\beta_o = \begin{cases} (2,36 \times 10^{-5})^{[0,25+(\xi-0,5)^7]} (f_c')^{0,5} \times 0,5 \geq 0,12, & \text{(para tubos com seção circular)} \\ \frac{(f_c')^{0,1}}{1,2\sqrt{1+\xi}}, & \text{(para tubos com seção quadrada)} \end{cases}$$

Nas expressões acima, f_c' é a resistência à compressão do concreto avaliada em corpos-de-prova cilíndricos, expressa em N/mm^2 . O comportamento do concreto sob tração foi simulado através de um modelo baseado na energia de fratura (G_f), para o qual deve ser especificada a relação tensão de tração pós-ruptura (σ_t) e o deslocamento (u) relacionado à abertura da fissura.

Para a interface entre o aço e o concreto, os autores empregaram um modelo baseado na interação de contato entre superfícies do ABAQUS. Esse modelo é capaz de simular as interações mecânicas na interface entre dois corpos deformáveis. A interação é definida em termos de propriedades geométricas (discretização das superfícies, especificação da superfície “*master*” e “*slave*”, abordagem de rastreamento) e mecânicas (nas direções normal e tangencial às superfícies). Especificamente, na direção normal, os autores adotaram o modelo de pressão de contato e, na direção tangencial, foi adotado o modelo de atrito de Coulomb, com coeficiente de atrito igual a 0,6 conforme recomendado por Han *et al.* (2007).

Na discretização do núcleo de concreto, foram utilizados elementos sólidos hexaédricos de primeira ordem, com integração reduzida. Na discretização do tubo de aço, foram empregados elementos de casca quadriláteros de primeira ordem, com integração reduzida.

Próximo às extremidades do tubo de aço, na face inferior, foram atribuídas condições de contorno do tipo pino, simulando apoios rotulados. O carregamento de quatro pontos foi simulado aplicando-se deslocamentos ao invés de aplicar diretamente as cargas concentradas. Momentos foram aplicados nas duas extremidades da região de flexão simples visando investigar os diferentes modos de falha do modelo sob diferentes modos de carregamento. A Fig. 2.23 ilustra as condições de contorno e a discretização do modelo.

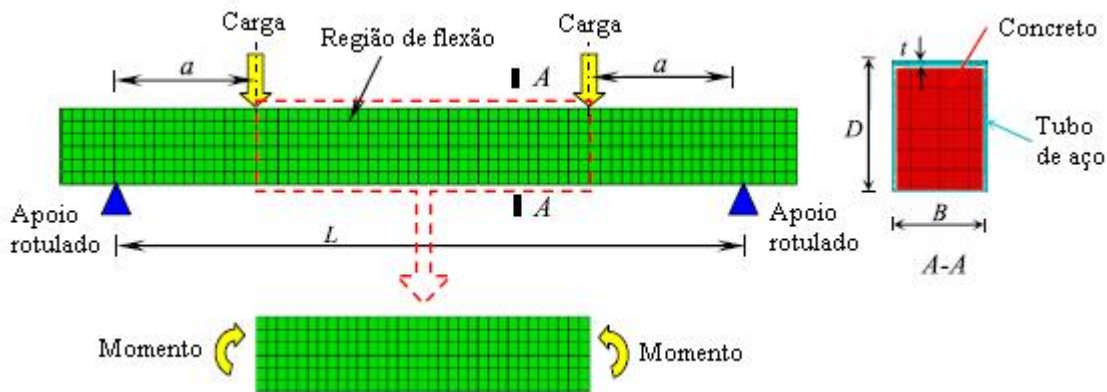


Figura 2.23 – Condições de contorno e discretização do modelo numérico de Wang *et al.* (2014)

Para a validação do modelo numérico, os autores utilizaram resultados de 70 ensaios experimentais de vigas mistas tubulares retangulares preenchidas com concreto reportados por diferentes pesquisadores. A análise comparativa entre o modelo experimental e o numérico incluiu curvas momento *versus* flecha, modos de falha e capacidade resistente ao momento fletor. Concordância razoável foi alcançada. Dissimilaridade foi encontrada para a rigidez à flexão inicial atribuída, pelos autores, à não consideração da fissuração no concreto sob baixos níveis de tensão no modelo numérico. Para a capacidade resistente, a relação entre o valor previsto numericamente e o obtido experimentalmente foi 0,942.

Através do estudo paramétrico, os autores aprofundaram as investigações sobre o comportamento à flexão de tubos retangulares de aço preenchidos com concreto, avaliando os efeitos de determinados parâmetros, entre eles: a razão largura/espessura (valores de B/t iguais a 12, 30 e 60), a razão altura/largura (valores de D/B iguais a 1, 1,67 e 2) e a razão vão de cisalhamento/altura (valores de a/D iguais a 1, 3 e 5). Primeiramente, a curva momento *versus* deformação longitudinal no aço típica do comportamento à flexão dos modelos simulados apresentou três fases distintas: elástica (O-A), elástica-plástica (A-B-C) e plástica (C-D) conforme ilustrado na Fig. 2.24.

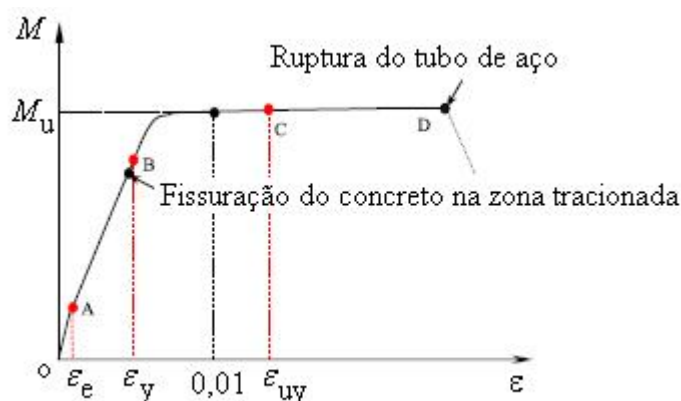


Figura 2.24 – Curva momento *versus* deformação longitudinal no aço típica observada por Wang *et al.* (2014)

Alguns pontos característicos foram plotados na curva: o ponto A corresponde ao limite de proporcionalidade do aço tracionado, o ponto B corresponde à resistência ao escoamento do aço tracionado, o ponto C corresponde à resistência ao escoamento do aço comprimido e o ponto D correspondente à deformação de ruptura do aço tracionado. O momento correspondente ao ponto A é aproximadamente 20% do momento resistente. Nas proximidades do ponto B, a deformação do concreto comprimido é superior ao valor máximo usualmente considerado para o concreto (i.e., 0,003) e a fissuração na região tracionada aumenta. Para fins práticos, a capacidade resistente ao momento fletor foi estabelecida numericamente, como o momento correspondente à deformação no tubo de aço de 0,01. Os autores constataram modos de falha distintos para diferentes relações largura/espessura conforme ilustrado na Fig. 2.25.

A partir da análise das tensões de contato desenvolvidas na interface entre o aço e o concreto na seção localizada a meio vão, os autores concluíram que a distribuição dessas tensões não é uniforme na seção transversal, sendo maiores nos cantos e menores no centro da seção. Adicionalmente, tensões de contato (P) maiores foram observadas para menores valores das razões altura/largura e largura/espessura, conforme mostrado na Fig. 2.26. Quanto à capacidade resistente ao momento fletor, os autores observaram que a capacidade resistente dos tubos preenchidos foi obviamente superior à dos correspondentes tubos sem preenchimento e, com o aumento das razões dimensionais altura/largura e largura/espessura, o momento máximo (M_u) diminui, conforme ilustrado graficamente pela Fig. 2.27.

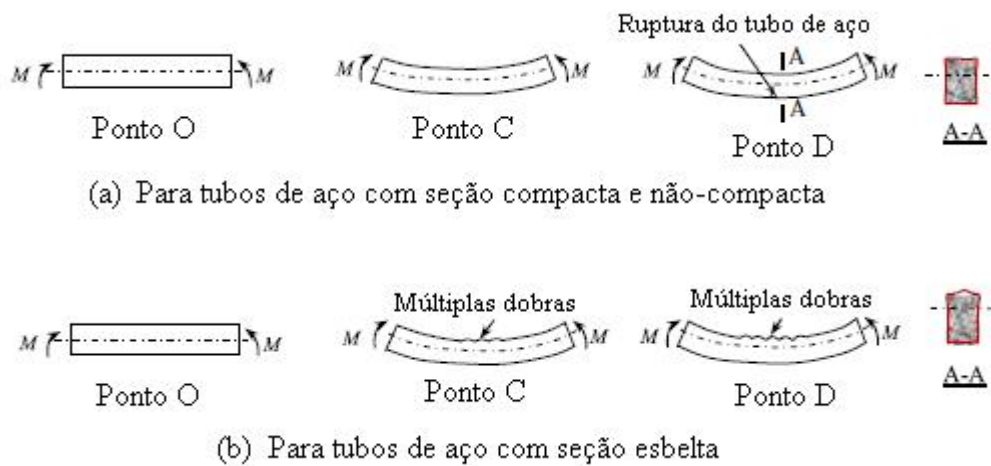


Figura 2.25 – Modos de falha típicos para tubos de aço retangulares preenchidos com concreto observados por Wang *et al.* (2014)

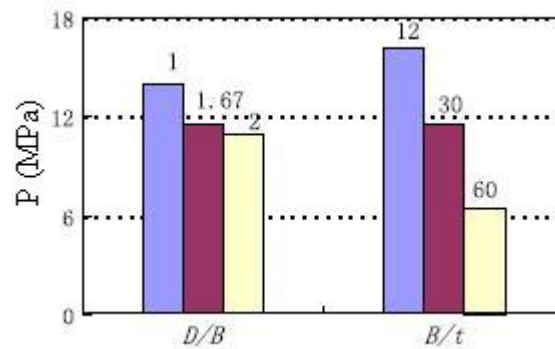


Figura 2.26 – Influência das razões dimensionais nas tensões de contato observada por Wang *et al.* (2014)

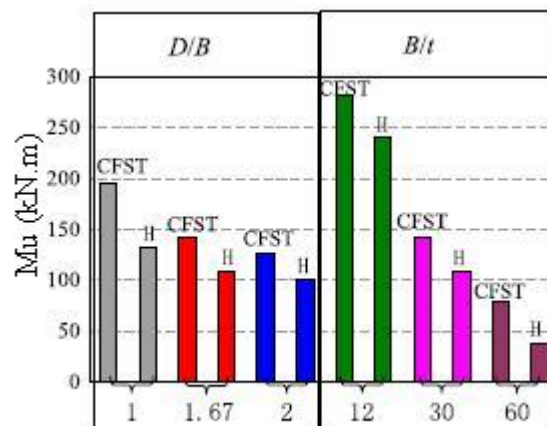


Figura 2.27 – Influência das razões dimensionais nos momentos máximos observada por Wang *et al.* (2014)

Usando simbologia de vetores, os autores identificaram, ao longo do vão de cisalhamento, a ocorrência de tensões de tração no tubo de aço numa direção inclinada em relação ao eixo longitudinal do modelo numérico, representada pelo tirante no modelo de mecanismo de transferência de esforços entre o aço e o concreto ilustrado na Fig. 2.28. Foi observado que, com o aumento da razão vão de cisalhamento/altura (de 1 a 5), o ângulo de inclinação do tirante diminui (de $42,5^\circ$ a $18,2^\circ$), i.e., o tirante tende a se orientar paralelamente à orientação das tensões de tração que causariam a fissuração no concreto devida ao cisalhamento. Como não essa fissuração não foi evidenciada de forma óbvia no modelo, os autores concluíram que o tirante, representando o tubo de aço, foi capaz de suportar a força de cisalhamento e evitar o aparecimento de fissuras no concreto, independentemente da variação da razão vão de cisalhamento/altura. Em suma, nos tubos de aço preenchidos com concreto submetidos à flexão, a força de cisalhamento é predominantemente resistida pelo tubo de aço.

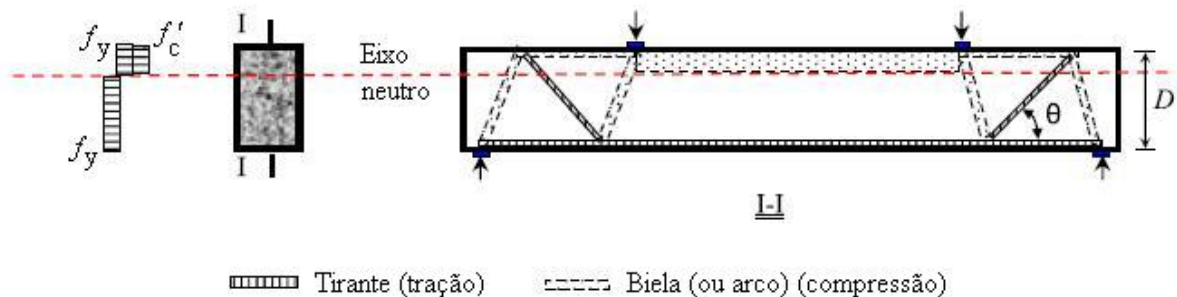


Figura 2.28 – Mecanismo de transferência de carga observado por Wang *et al.* (2014)

2.10 Principais parâmetros dos estudos experimentais

As tabs. 2.1 e 2.2 apresentam resumidamente os principais parâmetros envolvidos nas pesquisas experimentais relacionadas a tubos de aço com seção transversal circular e retangular, respectivamente. Cabe esclarecer que a seção quadrada será considerada um caso particular da seção retangular no qual a relação altura/largura é igual a 1. Na coluna designada “Tipo” referente ao perfil tubular, a sigla PFF denota “perfil formado a frio”, PSD denota “perfil soldado”, a sigla PLM denota “perfil laminado” e a sigla PFF-SD denota “perfil formado a frio e soldado”. Na coluna designada “Tipo” referente ao concreto, a sigla CCV

refere-se a concreto convencional e a sigla CAA refere-se a concreto autoadensável. Os parâmetros $f_{c,cu}$ e $f_{c,cil}$ denotam a resistência à compressão do concreto avaliada em corpos-de-prova cúbicos e cilíndricos, respectivamente. Os parâmetros f_y e f_u denotam a resistência ao escoamento e a resistência à ruptura do aço, respectivamente. Na coluna designada “Tipo” referente ao ensaio, a sigla 3P denota ensaio de flexão de três pontos e a sigla 4P denota ensaio de flexão de quatro pontos. O parâmetro a/D refere-se à razão vão de cisalhamento/altura e o parâmetro M_u denota o momento máximo obtido experimentalmente.

Tabela 2.1 – Principais parâmetros dos estudos experimentais com tubos de aço circulares

No.	Designação Protótipo (pelo autor)	Perfil Tubular					Concreto			Aço		Ensaio			Fonte Autor(es)
		Tipo	D (mm)	t (mm)	L (mm)	D/t	Tipo	fc,cu (MPa)	fc,cil (MPa)	fy (MPa)	fu (MPa)	Tipo	a/D	Mu (kN.m)	
1	CBC0-C	PFF	109,90	1,00	1500	109,9	CCV		23,4(*)	400	533	4P	2,7	7,60	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
2	CBC0-B	PFF	110,40	1,25	1500	88,3	CCV		23,4(*)	400	533	4P	2,7	9,10	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
3	CBC0-A	PFF	110,90	1,50	1500	73,9	CCV		23,4(*)	400	533	4P	2,7	11,00	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
4	CBC1	PFF	101,83	2,53	1500	40,2	CCV		23,4(*)	365	469	4P	3,0	11,33	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
5	CBC2	PFF	88,64	2,79	1500	31,8	CCV		23,4(*)	432	538	4P	3,4	10,86	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
6	CBC3	PFF	76,32	2,45	1500	31,2	CCV		23,4(*)	415	534	4P	3,9	6,92	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
7	CBC4	PFF	89,26	3,35	1500	26,6	CCV		23,4(*)	412	502	4P	3,4	10,47	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
8	CBC5	PFF	60,65	2,44	1500	24,9	CCV		23,4(*)	433	508	4P	5,0	3,78	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
9	CBC6	PFF	76,19	3,24	1500	23,5	CCV		23,4(*)	456	548	4P	3,9	9,87	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
10	CBC7	PFF	60,67	3,01	1500	20,2	CCV		23,4(*)	408	503	4P	5,0	4,75	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
11	CBC8	PFF	33,66	1,98	1500	17,0	CCV		23,4(*)	442	511	4P	8,9	0,90	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
12	CBC9	PFF	33,78	2,63	1500	12,8	CCV		23,4(*)	460	568	4P	8,9	1,17	Elchalakani <i>et al.</i> (2001)
1	CVA-1	PSD	100	1,9	1400	52,6	CAA	81,3 (80)		282		4P	3,5	9,19	Han <i>et al.</i> (2006)
2	CVA-2	PSD	100	1,9	1400	52,6	CAA	81,3 (80)		282		4P	3,5	7,33	Han <i>et al.</i> (2006)
3	CSCA-1	PSD	100	1,9	1400	52,6	CAA	81,3 (80)		282		4P	3,5	7,74	Han <i>et al.</i> (2006)
4	CVB-1	PSD	200	1,9	1400	105,3	CAA	81,3 (80)		282		4P	1,75	32,4	Han <i>et al.</i> (2006)
5	CVB-2	PSD	200	1,9	1400	105,3	CAA	81,3 (80)		282		4P	1,75	33,9	Han <i>et al.</i> (2006)
6	CSCB-1	PSD	200	1,9	1400	105,3	CAA	81,3 (80)		282		4P	1,75	36,6	Han <i>et al.</i> (2006)
7	CB1-1	PSD	140	3	840	46,7	CAA	51,5 (50)		235		4P	1,5	19,80	Han <i>et al.</i> (2006)
8	CB1-2	PSD	140	3	840	46,7	CAA	51,5 (50)		235		4P	1,5	21,60	Han <i>et al.</i> (2006)
9	CB2-1	PSD	140	3	1680	46,7	CAA	51,5 (50)		235		4P	3	21,5	Han <i>et al.</i> (2006)
10	CB2-2	PSD	140	3	840	46,7	CAA	51,5 (50)		235		3P	3	22,1	Han <i>et al.</i> (2006)
11	CB3-1	PSD	140	3	1680	46,7	CAA	51,5 (50)		235		3P	6	20,7	Han <i>et al.</i> (2006)
12	CB3-2	PSD	140	3	1680	46,7	CAA	51,5 (50)		235		3P	6	20,4	Han <i>et al.</i> (2006)
13	CB4-1	PSD	180	3	900	60,0	CAA	62,6 (60)		235		4P	1,25	33,9	Han <i>et al.</i> (2006)
14	CB4-2	PSD	180	3	900	60,0	CAA	62,6 (60)		235		4P	1,25	34,9	Han <i>et al.</i> (2006)
15	CB5-1	PSD	180	3	1800	60,0	CAA	62,6 (60)		235		4P	2,5	32,2	Han <i>et al.</i> (2006)
16	CB5-2	PSD	180	3	900	60,0	CAA	62,6 (60)		235		3P	2,5	40,6	Han <i>et al.</i> (2006)
17	CB6-1	PSD	180	3	1800	60,0	CAA	62,6 (60)		235		3P	5	36,2	Han <i>et al.</i> (2006)
18	CB6-2	PSD	180	3	1800	60,0	CAA	62,6 (60)		235		3P	5	36,3	Han <i>et al.</i> (2006)

Tabela 2.2 – Principais parâmetros dos estudos experimentais com tubos de aço retangulares

No.	Designação Protótipo (pelo autor)	Tipo	Perfil Tubular						Concreto		Aço		Ensaio		Fonte Autor(es)	
			<i>B</i> (mm)	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>L</i> (mm)	<i>D/B</i>	<i>B/t</i>	Tipo	<i>f_{c,cu}</i> (MPa)	<i>f_{c,cil}</i> (MPa)	<i>f_y</i> (MPa)	<i>f_u</i> (MPa)	Tipo		<i>a/D</i>
1	CB12	PFF	152	152	4,8	1975	1	27,8	CCV		47,0	389		1,54	73,6	Lu e Kennedy (1994)
2	CB13	PFF	152	152	4,8	2430	1	27,8	CCV		42,8	389		3,03	75,1	Lu e Kennedy (1994)
3	CB15	PFF	152	152	4,8	3040	1	27,8	CCV		41,2	389		5,04	71,3	Lu e Kennedy (1994)
4	CB22	PFF	152	152	9,5	1976	1	12,0	CCV		46,9	432		1,54	146,5	Lu e Kennedy (1994)
5	CB31	PFF	152	254	6,4	2231	1,7	20,0	CCV		46,7	377		1,03	210,7	Lu e Kennedy (1994)
6	CB33	PFF	152	254	6,4	3243	1,7	20,0	CCV		45,2	377		3,03	210,7	Lu e Kennedy (1994)
7	CB35	PFF	152	254	6,4	4260	1,7	20,0	CCV		44,3	377		5,03	207,6	Lu e Kennedy (1994)
8	CB41	PFF	152	254	9,5	2231	1,7	12,0	CCV		46,2	394		1,03	283,8	Lu e Kennedy (1994)
9	CB45	PFF	152	254	9,5	4260	1,7	12,0	CCV		43,8	394		5,03	282,2	Lu e Kennedy (1994)
10	CB52	PFF	254	152	6,4	197	0,6	36,0	CCV		47,1	377		1,55	144,7	Lu e Kennedy (1994)
11	CB53	PFF	254	152	6,4	2432	0,6	36,0	CCV		42,1	377		3,05	146,7	Lu e Kennedy (1994)
12	CB55	PFF	254	152	6,4	3041	0,6	36,0	CCV		40,5	377		5,05	142,9	Lu e Kennedy (1994)
1	RB1-1	PSD	120	120	3,84	1100	1	31,3	CCV	27,3		330,1	4P	1,67-2,1	29,34	Han (2004)
2	RB2-1	PSD	120	120	3,84	1100	1	31,3	CCV	35,2		330,1	4P	1,67-2,1	30,16	Han (2004)
3	RB2-2	PSD	120	120	3,84	1100	1	31,3	CCV	35,2		330,1	4P	1,67-2,1	32,25	Han (2004)
4	RB2-3	PSD	120	120	3,84	1100	1	31,3	CCV	35,2		330,1	4P	1,67-2,1	31,69	Han (2004)
5	RB3-1	PSD	120	120	5,86	1100	1	20,5	CCV	31,3		321,1	4P	1,67-2,1	40,90	Han (2004)
6	RB3-2	PSD	120	120	5,86	1100	1	20,5	CCV	31,3		321,1	4P	1,67-2,1	41,54	Han (2004)
7	RB4-1	PSD	120	120	5,86	1100	1	20,5	CCV	40,0		321,1	4P	1,67-2,1	41,43	Han (2004)
8	RB4-2	PSD	120	120	5,86	1100	1	20,5	CCV	40,0		321,1	4P	1,67-2,1	42,62	Han (2004)
9	RB5-1	PSD	120	150	2,93	1100	1,25	41,0	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	31,4	Han (2004)
10	RB5-2	PSD	120	150	2,93	1100	1,25	41,0	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	31,4	Han (2004)
11	RB6-1	PSD	90	120	2,93	1100	1,33	30,7	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	21,1	Han (2004)
12	RB6-2	PSD	90	120	2,93	1100	1,33	30,7	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	20,2	Han (2004)
13	RB7-1	PSD	90	150	2,93	1100	1,67	30,7	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	28,4	Han (2004)
14	RB7-2	PSD	90	150	2,93	1100	1,67	30,7	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	29,4	Han (2004)
15	RB8-1	PSD	60	120	2,93	1100	2	20,5	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	18,4	Han (2004)
16	RB8-2	PSD	60	120	2,93	1100	2	20,5	CCV	34,5		293,8	4P	1,67-2,1	17,8	Han (2004)

Tabela 2.2 – Principais parâmetros dos estudos experimentais com tubos de aço retangulares (continuação)

No.	Designação Protótipo (pelo autor)	Tipo	Perfil Tubular						Concreto			Aço		Ensaio		Fonte Autor(es)	
			<i>B</i> (mm)	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>L</i> (mm)	<i>D/B</i>	<i>B/t</i>	Tipo	<i>f_{c, cu}</i> (MPa)	<i>f_{c, cil}</i> (MPa)	<i>f_y</i> (MPa)	<i>f_u</i> (MPa)	Tipo	<i>a/D</i>		<i>Mu</i> (kN.m)
1	B01	PLM	149,9	150,3	4,88	1600	1	31	CCV	77,6	56,3	438	519	4P		81,8	Gho e Liu (2004)
2	B02	PLM	150,2	150,4	4,87	1600	1	31	CCV	77,6	56,3	438	519	4P		88,1	Gho e Liu (2004)
3	B03	PLM	150,2	150,2	4,92	1600	1	31	CCV	103,1	87,5	438	519	4P		98,4	Gho e Liu (2004)
4	B04	PLM	150,0	150,2	4,84	1600	1	31	CCV	103,1	87,5	438	519	4P		101,4	Gho e Liu (2004)
5	B05	PLM	200,2	150,4	5,94	1600	0,75	34	CCV	77,6	56,3	495	544	4P		170,7	Gho e Liu (2004)
6	B06	PLM	200,6	150,0	5,92	1600	0,75	34	CCV	77,6	56,3	495	544	4P		175,8	Gho e Liu (2004)
7	B07	PLM	200,2	150,3	5,93	1600	0,75	34	CCV	103,1	87,5	495	544	4P		181,7	Gho e Liu (2004)
8	B08	PLM	200,2	150,2	5,82	1600	0,75	34	CCV	103,1	87,5	495	544	4P		175,2	Gho e Liu (2004)
9	B09	PLM	250,1	149,4	5,91	1600	0,60	42	CCV	89	70,6	409	517	4P		215,5	Gho e Liu (2004)
10	B10	PLM	250,1	148,7	5,89	1600	0,59	42	CCV	89	70,6	409	517	4P		212,4	Gho e Liu (2004)
11	B11	PLM	250,2	149,3	5,88	1600	0,60	43	CCV	107	90,9	409	517	4P		219,8	Gho e Liu (2004)
12	B12	PLM	250,1	148,8	5,85	1600	0,59	43	CCV	107	90,9	409	517	4P		217,7	Gho e Liu (2004)
1	SVA-1	PSD	100	100	1,9	1400	1	52,6	CAA	81,3		282		4P	3,5	10,83	Han <i>et al.</i> (2006)
2	SVA-2	PSD	100	100	1,9	1400	1	52,6	CAA	81,3		282		4P	3,5	9,96	Han <i>et al.</i> (2006)
3	SSCA-1	PSD	100	100	1,9	1400	1	52,6	CAA	81,3		282		4P	3,5	10,33	Han <i>et al.</i> (2006)
4	SVB-1	PSD	200	200	1,9	1400	1	105,3	CAA	81,3		235		4P	1,75	42,3	Han <i>et al.</i> (2006)
5	SVB-2	PSD	200	200	1,9	1400	1	105,3	CAA	81,3		235		4P	1,75	54,94	Han <i>et al.</i> (2006)
6	SSCB-1	PSD	200	200	1,9	1400	1	105,3	CAA	81,3		235		4P	1,75	56,70	Han <i>et al.</i> (2006)
7	SB1-1	PSD	140	140	3	840	1	46,7	CAA	62,6		235		4P	1,5	31,9	Han <i>et al.</i> (2006)
8	SB1-2	PSD	140	140	3	840	1	46,7	CAA	62,6		235		4P	1,5	27,5	Han <i>et al.</i> (2006)
9	SB2-1	PSD	140	140	3	1680	1	46,7	CAA	62,6		235		4P	3	29,4	Han <i>et al.</i> (2006)
10	SB2-2	PSD	140	140	3	840	1	46,7	CAA	62,6		235		3P	3	25,9	Han <i>et al.</i> (2006)
11	SB3-1	PSD	140	140	3	1680	1	46,7	CAA	62,6		235		3P	6	30,2	Han <i>et al.</i> (2006)
12	SB3-2	PSD	140	140	3	1680	1	46,7	CAA	62,6		235		3P	6	29,4	Han <i>et al.</i> (2006)
13	SB4-1	PSD	180	180	3	900	1	60,0	CAA	62,6		235		4P	1,25	37,6	Han <i>et al.</i> (2006)
14	SB4-2	PSD	180	180	3	900	1	60,0	CAA	62,6		235		4P	1,25	43,1	Han <i>et al.</i> (2006)
15	SB5-1	PSD	180	180	3	1800	1	60,0	CAA	62,6		235		4P	2,5	37,9	Han <i>et al.</i> (2006)
16	SB5-2	PSD	180	180	3	900	1	60,0	CAA	62,6		235		3P	2,5	41,7	Han <i>et al.</i> (2006)
17	SB6-1	PSD	180	180	3	1800	1	60,0	CAA	62,6		235		3P	5	49,8	Han <i>et al.</i> (2006)
18	SB6-2	PSD	180	180	3	1800	1	60,0	CAA	62,6		235		3P	5	46,5	Han <i>et al.</i> (2006)

Tabela 2.2 – Principais parâmetros dos estudos experimentais com tubos de aço retangulares (continuação)

No.	Designação Protótipo (pelo autor)	Tipo	Perfil Tubular						Concreto			Aço		Ensaio		Fonte Autor(es)
			<i>B</i> (mm)	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>L</i> (mm)	<i>D/B</i>	<i>B/t</i>	Tipo	<i>f_{c,cu}</i> (MPa)	<i>f_{c,cil}</i> (MPa)	<i>f_y</i> (MPa)	<i>f_u</i> (MPa)	Tipo	<i>a/D</i>	
1	NMC-1	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	32,6	26,08	345	510	4P	10,06	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
2	NMC-2	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	32,6	26,08	345	510	4P	9,57	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
3	NMC-3	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	32,6	26,08	345	510	4P	10,40	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
4	FAC-1	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	32,5	20,70	345	510	4P	9,90	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
5	FAC-2	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	32,5	20,70	345	510	4P	10,07	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
6	FAC-3	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	32,5	20,70	345	510	4P	10,40	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
7	QWC-1	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	21,63	17,30	345	510	4P	9,74	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
8	QWC-2	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	21,63	17,30	345	510	4P	10,00	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
9	QWC-3	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	21,63	17,30	345	510	4P	10,23	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
10	LSC-1	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	0,88	0,70	345	510	4P	9,10	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
11	LSC-2	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	0,88	0,70	345	510	4P	9,24	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
12	LSC-3	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5	CCV	0,88	0,70	345	510	4P	9,57	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
13	HS1-1	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5				345	510	4P	8,91	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
14	HS1-2	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5				345	510	4P	9,08	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)
15	HS1-3	PLM	72	72	3,2	1200	1	22,5				345	510	4P	9,41	Soundararajan e Shanmugasundaram (2008)

Tabela 2.2 – Principais parâmetros dos estudos experimentais com tubos de aço retangulares (continuação)

No.	Designação Protótipo (pelo autor)	Tipo	Perfil Tubular						Concreto			Aço		Ensaio		Fonte Autor(es)
			<i>B</i> (mm)	<i>D</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>L</i> (mm)	<i>D/B</i>	<i>B/t</i>	Tipo	<i>f_{c, cu}</i> (MPa)	<i>f_{c, cil}</i> (MPa)	<i>f_y</i> (MPa)	<i>f_u</i> (MPa)	Tipo	<i>a/D</i>	
1	S-150-2.0	PFF_SD	149,7	150,1	2,0	1998	1	74,9	CAA	56,0		397		4P		Jiang <i>et al.</i> (2013)
2	R-100-200-2.0	PFF_SD	200,2	100,2	2,0	2002	0,50	100,1	CAA	56,0		401		4P		Jiang <i>et al.</i> (2013)
3	S-150-3.0	PFF_SD	150,2	149,9	3,0	2002	1	50,1	CAA	56,0		392		4P		Jiang <i>et al.</i> (2013)
4	R-100-200-3.0	PFF_SD	200,2	100,2	3,0	2000	0,50	66,7	CAA	56,0		402		4P		Jiang <i>et al.</i> (2013)

3 MATERIAIS E PROTÓTIPOS

3.1 Considerações gerais

Apresenta-se, neste capítulo, a caracterização dos materiais empregados na fabricação dos protótipos de vigas mistas e a caracterização propriamente dita dos protótipos ensaiados. São apresentadas as propriedades mecânicas (nominais e reais) do aço dos perfis tubulares, do concreto empregado no preenchimento dos tubos e na laje colaborante, do aço da armadura passiva e do aço dos conectores de cisalhamento. Os protótipos ensaiados foram caracterizados em termos das propriedades geométricas da seção transversal do tubo de aço retangular e agrupados em séries de acordo com o propósito do ensaio experimental. As características dos protótipos que compõem cada série e que os diferenciam das demais séries são também detalhadas. Apresenta-se também uma nomenclatura para identificação dos protótipos ensaiados.

3.2 Perfis de aço tubulares

3.2.1 Fabricação

Na pesquisa, foram empregados perfis de aço tubulares retangulares, também denominados simplesmente tubos, fabricados e doados pela empresa do setor siderúrgico Vallourec Tubos do Brasil S.A.. Os perfis tubulares retangulares fabricados pela Vallourec são produzidos a partir da conformação a frio de perfis tubulares circulares laminados a quente. A laminação a

quente consiste da perfuração, sob altas temperaturas, de um tarugo em um equipamento denominado laminador perfurador. Na prática, esse processo de fabricação de tubos retangulares resulta em pouca precisão do valor da espessura da parede do tubo e do raio de concordância entre as mesas e as almas. O processo de fabricação de tubos circulares e dos tubos retangulares é ilustrado na Fig. 3.1 e na Fig. 3.2, respectivamente. Cabe destacar que os tubos retangulares conformados a frio são fornecidos com tratamento térmico para alívio de tensões (Vallourec, 2014). Segundo a [ABNT NBR 16239:2013](#), esse tratamento consiste do aquecimento dos tubos a uma temperatura igual ou superior a 450 °C, com posterior resfriamento ao ar livre.



Figura 3.1 - Fabricação de perfis tubulares circulares
Cortesia: Vallourec Tubos do Brasil S.A.



(a) Entrada do tubo circular



(b) Saída do tubo retangular

Figura 3.2 - Fabricação de perfis tubulares retangulares
Cortesia: Vallourec Tubos do Brasil S.A.

3.2.2 Dimensões e propriedades nominais

Foram empregados tubos retangulares designados VMB 250×150×6,4, fabricados com aço VMB 300. Na designação dos tubos, os valores referem-se às dimensões nominais, expressas em milímetros (mm): altura total H , largura total B e espessura da parede t , respectivamente. As dimensões dos perfis tubulares retangulares são ilustradas na Fig. 3.3. Na designação do aço, o valor refere-se à resistência ao escoamento nominal f_y , expressa em megapascal (MPa). A tensão de ruptura nominal f_u é 415 MPa, o módulo de elasticidade nominal E_a é 200 GPa e o coeficiente de Poisson ν_a é 0,3.

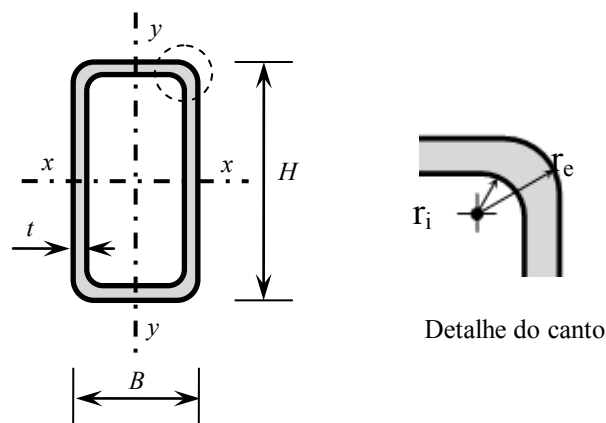


Figura 3.3 – Dimensões dos perfis tubulares retangulares

Valores nominais para o raio de concordância entre a mesa e alma foram adotados com base nas especificações da norma europeia EN 10219-2:2006 para tubos conformados a frio. Esta norma limita os raios de canto externo r_e das seções tubulares retangulares em função da espessura da parede do tubo t , conforme a seguir: para espessura até 6 mm, o raio externo é 2,0 vezes o valor da espessura; para espessura superior a 6 mm e até 10 mm, o raio externo é 2,5 vezes o valor da espessura; e para espessura superior a 10 mm e até 40 mm, o raio externo é 3,0 vezes o valor da espessura. Portanto, para os tubos VMB 250×150×6,4, o raio de concordância externo r_e nominal foi adotado igual a 2,5 vezes a espessura da parede do tubo, ou seja, 16 mm. Consequentemente, o raio de concordância interno r_i nominal foi adotado igual a 1,5 vezes a espessura da parede do tubo, ou seja, 9,6 mm.

Para seções tubulares retangulares, a altura efetiva h é definida como a altura da parte plana da alma do perfil, i.e., a distância entre as faces internas das mesas subtraída de duas vezes o raio interno de concordância. Analogamente, a largura efetiva b é definida como a largura da parte plana da mesa do perfil, i.e., a distância entre as faces internas das almas subtraída de duas vezes o raio interno de concordância. Desta forma, para os tubos VMB 250×150×6,4, a altura efetiva h é 218 mm e a largura efetiva b é 118 mm. As relações dimensionais altura total/largura total H/B , altura efetiva/espessura h/t e largura efetiva/espessura b/t são, respectivamente, 1,67; 34,06 e 18,44.

As propriedades geométricas da seção transversal dos tubos VMB 250×150×6,4, calculadas de acordo com o formulário apresentado no Anexo B da [EN 10219-2:2006](#), estão listadas na Tab. 3.1 a seguir:

Tabela 3.1 – Propriedades geométricas do tubo VMB 250×150×6,4

Propriedade	Nomenclatura	Unidade	Valor
Massa por unidade de comprimento	m	kg/m	37,58
Área da seção transversal	A	cm ²	48,16
Área de superfície por unidade de comprimento	U	m ² /m	0,77253
Momento de inércia	I_x	cm ⁴	4055,68
	I_y	cm ⁴	1848,90
Raio de giração	r_x	cm	9,18
	r_y	cm	6,20
Módulo de resistência elástico à flexão	W_x	cm ³	324,45
	W_y	cm ³	246,52
Módulo de resistência plástico à flexão	Z_x	cm ³	396,43
	Z_y	cm ³	279,56
Constante de torção	J	cm ³	4136,49
Módulo resistente à torção	W_t	cm ³	417,79

3.2.3 Ensaios de caracterização do aço

Ensaios de tração longitudinal foram realizados em corpos-de-prova extraídos de amostras dos tubos para se determinar as propriedades mecânicas do aço do perfil tubular. Destaca-se

que todos os tubos empregados na pesquisa foram fabricados a partir de um mesmo lote de aço.

Quatro corpos-de-prova foram encaminhados ao Laboratório de Pesquisa e Desenvolvimento da Vallourec Tubos do Brasil S.A., onde foram ensaiados à tração de acordo com a norma americana ASTM A370-17. Entretanto, segundo relato da empresa, os arquivos referentes aos resultados de dois corpos-de-prova foram corrompidos devido a prováveis falhas no software. O relatório com as informações referentes aos dois ensaios executados com sucesso encontra-se no Anexo A. Os resultados encontram-se listados na Tab. 3.2. Os valores médios da resistência ao escoamento f_y e do limite de resistência f_u obtidos foram 373 MPa e 510 MPa, respectivamente.

Outros quatro corpos-de-prova foram encaminhados ao Laboratório de Ensaios Mecânicos e Metalográficos do Centro de Inovação e Tecnologia SENAI FIEMG, Campus CETEC, em Belo Horizonte, MG, onde foram ensaiados à tração de acordo com a norma brasileira ABNT NBR ISO 6892-1:2013 Versão Corrigida 2015. O relatório com as informações referentes a esses ensaios encontra-se no Anexo B. Os resultados encontram-se tabelados na Tab. 3.3. Os valores médios da resistência ao escoamento f_y e do limite de resistência f_u obtidos foram 397 MPa e 500 MPa, respectivamente.

Observa-se que a resistência ao escoamento média dos protótipos ensaiados no laboratório do CIT-SENAI/FIEMG foi 6,52 % superior à resistência ao escoamento média dos protótipos ensaiados no laboratório da Vallourec. Em contrapartida, o limite de resistência foi 2,03 % inferior.

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço dos perfis realizados pelo Laboratório de Pesquisa e Desenvolvimento (Vallourec Tubos do Brasil S.A.)

CP (designação)	f_y MPa	f_u MPa	Alongamento %	Estricção %
CP-01	361	516	34	-
CP-02	385	503	34	-
CP-03	-	-	-	-
CP-04	-	-	-	-
Média:	373	510	34	-
Desvio padrão:	17	9	0	-
Coefficiente de variação:	0,045	0,018	0	-

Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço dos perfis realizados pelo Laboratório de Ensaio Mecânicos e Metalográficos (CIT-SENAI/FIEMG)

CP (designação)	f_y MPa	f_u MPa	Alongamento %	Estricção %
CP-01	397,32	490,09	20,26	47,19
CP-02	412,48	505,78	21,03	43,47
CP-03	393,93	498,36	22,80	52,74
CP-04	385,58	504,43	20,74	47,36
Média:	397	500	21	48
Desvio padrão:	11	7	1	4
Coefficiente de variação:	0,028	0,014	0,052	0,080

O módulo de elasticidade do aço do perfil tubular foi determinado indiretamente com base nos resultados experimentais obtidos através do ensaio à flexão dos protótipos de vigas de aço FLX-VA (ver item 3.6 referente à descrição dos protótipos de vigas ensaiados e item 6.3 referente ao comportamento à flexão dos protótipos de vigas ensaiados). A partir da curva momento-deslocamento $M-\delta$, onde δ é o deslocamento vertical na seção transversal central (flecha), determinou-se a inclinação da reta que melhor se aproximava dos pontos da curva cujo valor do momento era inferior ou, no máximo igual, a 50% do momento elástico máximo determinado, teoricamente, usando o valor real da resistência ao escoamento obtida pelos ensaios de tração da Vallourec ($f_y = 373$ MPa) e o valor nominal do módulo de elasticidade do aço ($E_a = 200$ GPa). Os valores do módulo de elasticidade do aço determinados a partir dos ensaios à flexão dos protótipos FLX-VA-1 e FLX-VA-2 foram, respectivamente, 193,03 GPa e 192,05 MPa, e o valor médio foi 192,54 GPa.

Em suma, nas análises teóricas elástica e rígido-plástica apresentadas no Cap. 4 e na análise numérica apresentada no Cap. 7, foram adotados os seguintes valores reais das propriedades mecânicas do aço do perfil tubular: resistência ao escoamento f_y igual a 373 MPa, limite de resistência f_u igual a 510 MPa, módulo de elasticidade E_a igual a 192,5 GPa e coeficiente de Poisson ν_a igual a 0,3.

3.2.4 Parâmetros de esbeltez referentes ao momento fletor resistente

De modo geral, o momento fletor resistente de vigas de aço com seção tubular retangular, a exemplo de vigas com outras formas de seção transversal, é limitado pela ocorrência de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local das duas almas (FLA) e falha por força transversal localizada atuando na mesa do perfil. Nessas vigas com seção tubular, a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 estabelece valores limites para os parâmetros de esbeltez da viga, da mesa comprimida e das almas da seção transversal, que governam a determinação do momento fletor resistente para os estados-limites últimos FLT, FLM e FLA. Conforme a ABNT NBR 8800:2008, há a garantia da não ocorrência de FLT, FLM e FLA quando o parâmetro de esbeltez λ , relacionado a cada um desses estados-limites últimos, não ultrapassa o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação λ_p . Nesse caso, o colapso da viga dar-se-á por plastificação total da seção transversal mais solicitada (formação de rótula plástica) e, conseqüentemente, o momento fletor resistente M_R será igual ao momento de plastificação M_{pl} .

Na Tab. 3.4 são apresentadas as expressões para os parâmetros de esbeltez λ e λ_p referentes aos estados-limites últimos FLT, FLM e FLA e seus respectivos valores para o tubo VMB 250×150×6,4 considerando-se os valores nominais das dimensões da seção transversal do tubo de aço e das propriedades mecânicas do aço. Nessa tabela, b e h referem-se, respectivamente, ao comprimento da parte plana das mesas (largura efetiva) e das almas (altura efetiva), t denota a espessura da parede, A é área da seção transversal, J é a constante de torção, r_y é o raio de giração em relação ao eixo perpendicular ao eixo de flexão, e L_b é o

comprimento destravado da viga. Quanto às variáveis referentes às propriedades do aço, E_a é o módulo de elasticidade e f_y é a resistência ao escoamento.

Tabela 3.4 – Parâmetros de esbeltez λ e λ_p referentes ao momento fletor resistente

Estado-Limite Último	λ	λ_p
FLT	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13E_a}{M_{pl}} \sqrt{JA}$
	91,99	97,57
FLM	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
	18,44	28,92
FLA	$\frac{h}{t}$	$2,42 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
	34,06	62,48

Observa-se que, para os estados-limites últimos FLT, FLM e FLA, os valores de λ foram inferiores a λ_p . Conseqüentemente, a capacidade resistente ao momento fletor não é limitada pela ocorrência de flambagem lateral com torção e/ou flambagem local na mesa ou nas almas. Desta forma, a seção transversal tubular retangular empregada nessa pesquisa foi classificada como compacta e, portanto, as vigas mistas puderam ser dimensionadas usando as propriedades plásticas da seção transversal mista.

3.2.5 Parâmetros de esbeltez referentes à força cortante resistente

Analogamente, a força cortante resistente de vigas de aço constituídas de seção tubular retangular é limitada pela ocorrência de escoamento e flambagem por cisalhamento nas almas do tubo que são os elementos resistentes à força cortante. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 estabelece valores limites para os parâmetros de esbeltez da viga que governam a determinação da força cortante resistente para os estados-limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento (EFC). Conforme a ABNT NBR 8800:2008, há a garantia da não ocorrência desses fenômenos quando o parâmetro de esbeltez λ , relacionado a

esses estados-limites últimos não ultrapassa o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação λ_p . Nesse caso, o colapso da viga dar-se-á por plastificação das almas por cisalhamento na seção transversal mais solicitada e, conseqüentemente, a força cortante resistente V_R será igual à força cortante correspondente à plastificação das almas por cisalhamento V_{pl} .

Na Tab. 3.5 são apresentadas as expressões para os parâmetros de esbeltez λ e λ_p referentes ao estado-limite último EFC e seus respectivos valores para o tubo VMB 250×150×6,4 considerando-se os valores nominais das dimensões da seção transversal do tubo de aço e das propriedades mecânicas do aço. Nessa tabela, h refere-se ao comprimento da parte plana das almas (altura efetiva), t denota a espessura da parede, E_a é o módulo de elasticidade do aço, f_y é a resistência ao escoamento e k_v é um coeficiente, tomado igual a 5,0 nas seções tubulares retangulares.

Tabela 3.5 – Parâmetros de esbeltez λ e λ_p referentes à força cortante

Estado-Limite Último	λ	λ_p
EFC	$\frac{h}{t}$	$1,10 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}}$
	34,06	63,51

Observa-se que o parâmetro de esbeltez λ é inferior ao parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação da alma λ_p . Conseqüentemente, a capacidade resistente à força cortante não é limitada pela ocorrência de escoamento e plastificação da alma por cisalhamento.

3.3 Concreto estrutural

3.3.1 Características do concreto

No preenchimento dos perfis de aço tubulares, bem como na laje colaborante das vigas mistas, foi empregado concreto estrutural de densidade normal, i.e., com massa específica ρ_c entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 , de acordo com a ABNT NBR 9778:2005 Versão Corrigida 2:2009, e classe de resistência C30, i.e., com resistência característica à compressão f_{ck} de 30 MPa, de acordo com a ABNT NBR 8953:2009 Versão Corrigida: 2011.

3.3.2 Concreto autoadensável

As características do concreto no estado fresco diferenciam o concreto autoadensável (CAA) do concreto convencional. Devido às características reológicas do concreto autoadensável, também conhecido como concreto autocompactável, especialmente sua capacidade de escoar e de moldar às fôrmas valendo-se apenas do peso próprio, i.e., da ação da gravidade, dispensando compactação externa, considerou-se que o CAA seria o concreto mais apropriado para o preenchimento dos tubos.

Para a aceitação do concreto autoadensável dosado em central e recebido na obra, a ABNT NBR 15823-1:2010 especifica, como requisitos mínimos, a comprovação de três propriedades no estado fresco para todas as aplicações: fluidez, viscosidade e habilidade passante. A fluidez do concreto autoadensável refere-se à habilidade de fluir dentro da fôrma e preencher todos os espaços (i.e., preenchimento em fluxo livre). A viscosidade plástica aparente está relacionada com a consistência da mistura (i.e., coesão) e influencia na resistência do concreto ao escoamento. Quanto maior a viscosidade do concreto, maior a sua resistência ao escoamento. A habilidade passante informa sobre a capacidade do concreto fresco fluir dentro da fôrma, através de espaços confinados e descontinuidades geométricas,

tais como áreas de alta densidade de armadura e embutidos, sem perder sua uniformidade (i.e., sem segregação) ou causar bloqueio (i.e., sem obstrução do fluxo).

Atendendo às prescrições normativas da ABNT NBR 15823-1:2010 para aplicações correntes, os seguintes requisitos técnicos foram especificados para o CAA no estado fresco:

(i) classe de espalhamento (*slump flow*) SF 2, avaliado pelo ensaio do cone de Abrams conforme a norma ABNT NBR 15823-2:2010, no qual é medido o espalhamento da massa de concreto, obtido pela média aritmética de duas medidas perpendiculares do diâmetro, expressas em milímetros (espalhamento entre 660 mm e 750 mm);

(ii) classe de viscosidade plástica aparente VS 2, avaliada pelo ensaio do cone de Abrams conforme a norma ABNT NBR 15823-2:2010, no qual é medido o intervalo de tempo, em segundos, entre o início e o final do escoamento da massa de concreto, até cobrir totalmente a marca circular de diâmetro 500 mm na placa de base (tempo t_{500} superior a 2 segundos); e

(iii) classe de habilidade passante sob fluxo livre PJ 2, avaliada pelo método do anel J conforme a norma ABNT NBR 15823-3:2010. O método consiste em realizar o ensaio do cone de Abrams, posicionando o anel J como obstrução à passagem livre do concreto. O parâmetro mensurado é o diâmetro médio do espalhamento com a presença do anel J, resultante da média aritmética entre duas medidas diametrais perpendiculares entre si. A diferença entre o espalhamento médio do concreto obtido sem o anel J e o espalhamento médio do concreto observado com o anel J é o parâmetro utilizado para a avaliação da habilidade passante do concreto (habilidade passante entre 0 mm e 25 mm).

A Fig 3.4 ilustra a aparelhagem necessária para a realização dos ensaios de aceitação do concreto autoadensável no estado fresco. A Fig. 3.4a mostra o aparato para a determinação dos parâmetros SF e VS e a Fig. 3.4b mostra a aparelhagem empregada para a determinação do parâmetro PJ, com destaque para o anel J com 16 barras de diâmetro de 10 mm.



(a) Placa de base e molde (cone de Abrams)

(b) Anel J

Figura 3.4 – Aparelhagem para os ensaios de aceitação do concreto autoadensável

3.3.3 Etapas de concretagem

A pesquisa contemplou duas etapas de concretagem nas quais foi empregado um concreto autoadensável e autonivelante, produto da família Agilia[®], do grupo LafargeHolcim. Em cada etapa, o concreto CAA foi dosado em uma central e transportado em caminhão betoneira com capacidade de 6 m³. O planejamento das duas etapas de concretagem e o volume total de concreto em cada etapa são apresentados nas tabs. 3.6 e 3.7. A primeira etapa contemplou o preenchimento dos protótipos dos ensaios de concretagem, totalizando um volume de 1 m³, aproximadamente. Na segunda etapa, foram concretados os protótipos dos ensaios de flexão, totalizando um volume de 5 m³, aproximadamente. Em cada etapa de concretagem, os protótipos foram preenchidos a partir de uma única betonada. Ressalta-se que esse volume de concreto não inclui o volume de concreto adicional necessário para a realização dos ensaios de caracterização do concreto no estado fresco e para a moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos a serem usados nos ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido.

Tabela 3.6 – Primeira etapa de concretagem: volume total de concreto

Série ^(*) (designação)	No. de Protótipos	Volume Unitário m ³	Volume Total m ³
CON-VM-SP	1	0,390	0,390
CON-VM-CP	1	0,390	0,390
Total:			0,780

(*) Ver item 3.6

Tabela 3.7 – Segunda etapa de concretagem: volume total de concreto

Série ^(*) (designação)	No. de Protótipos	Volume Unitário m ³	Volume Total m ³
FLX-VM-SL-ST	3	0,195	0,585
FLX-VM-SL-CT	3	0,195	0,585
FLX-VM-SL-TB	3	0,195	0,585
FLX-VM-SL-TA	3	0,195	0,585
FLX-VM-CL	3	0,675	2,025
Total:			4,365

(*) Ver item 3.6

3.3.4 Propriedades nominais

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, para concretos com resistência característica à compressão entre 20 MPa e 50 MPa, o módulo de elasticidade inicial E_{ci} pode ser estimado usando a Eq. 3.1 a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E 5.600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.1)$$

onde α_E é um parâmetro em função da natureza do agregado graúdo que influencia o módulo de elasticidade (1,2 para basalto e diabásico; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário; e 0,7 para arenito) e sendo E_{ci} e f_{ck} expressos em megapascal (MPa).

O módulo de elasticidade secante E_{cs} pode ser estimado pela expressão dada pela Eq. 3.2:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (3.2)$$

onde α_i é um parâmetro em função da resistência característica à compressão dado pela Eq. 3.3:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.3)$$

Para concreto com f_{ck} de 30 MPa e considerando o uso de gnaissse como agregado graúdo, os valores estimados do módulo de elasticidade inicial E_{ci} e secante E_{cs} são, respectivamente, 30.672 MPa e 26.838 MPa. Entretanto, adotando-se nas eqs. (3.1) e (3.3) o valor médio da resistência à compressão do concreto aos 28 dias de idade (f_{cm}), considerado igual ao valor do f_{ck} acrescentado de 8 MPa, conforme a norma europeia EN 1992-1-1:2004, os valores estimados do módulo de elasticidade inicial E_{ci} e secante E_{cs} são, respectivamente, 34.521 MPa e 30.896 MPa. O módulo de elasticidade secante E_{cs} será doravante denotado simplesmente E_c . O valor do coeficiente de Poisson ν_c foi adotado igual a 0,2.

3.3.5 Ensaios de caracterização do concreto no estado fresco

Em cada etapa de concretagem, no ato do recebimento do CAA, foram realizados os ensaios de caracterização do concreto no estado fresco visando à verificação do atendimento às especificações.

3.3.5.1 Ensaios referentes à primeira etapa de concretagem

Na primeira etapa de concretagem, avaliou-se apenas a autoadensabilidade ou fluidez do CAA através do ensaio de espalhamento pelo cone de Abrams. Inicialmente, com o traço original do concreto fornecido, o valor do espalhamento foi 446 mm, inferior ao mínimo necessário para se classificar o concreto como autoadensável. Após a adição de 20 litros de água, o valor do espalhamento foi 565 mm, inferior ao desejado neste estudo (espalhamento entre 660 e 750 mm, classe SF 2). Finalmente, após adicionar mais 10 litros de água (i.e., após adicionar 30 litros de água ao traço original), o valor do espalhamento foi 625 mm (ver Fig. 3.5a). De acordo com a ABNT NBR 15823-2:2010, o concreto autoadensável foi classificado quanto ao espalhamento na classe SF 1 (espalhamento entre 550 mm e 650 mm). Apesar de ser um valor ligeiramente inferior ao desejado, decidiu-se por aceitar o concreto e proceder ao preenchimento dos tubos, uma vez que os protótipos dos ensaios de concretagem não

apresentavam núcleo com armadura passiva que pudesse oferecer qualquer obstrução à passagem do concreto.

3.3.5.2 Ensaio referentes à segunda etapa de concretagem

Inicialmente, foi executado o ensaio de espalhamento pelo cone de Abrams para se avaliar a fluidez (pelo espalhamento) e a viscosidade (pelo tempo de escoamento t_{500}). O valor do espalhamento foi 870 mm (ver Fig. 3.5b), superior ao desejado neste estudo (espalhamento entre 660 e 750 mm, classe SF 2). O tempo de escoamento foi 3,66 segundos, em conformidade com a especificação (classe VS 2). Na sequência, foi executado o ensaio para se determinar a habilidade passante através do método do anel J. O valor do espalhamento com o anel J foi 905 mm, superior ao espalhamento avaliado sem a presença do anel. Apesar de o concreto fornecido não ter atendido plenamente aos requisitos previamente estabelecidos quanto à fluidez, observou-se que o mesmo não apresentava segregação e, portanto, decidiu-se por aceitá-lo e proceder à concretagem dos protótipos dos ensaios de flexão.

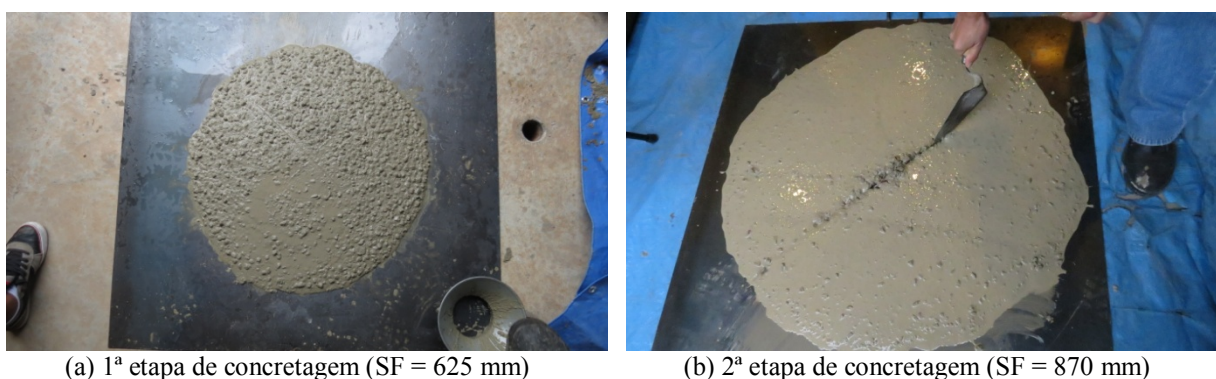


Figura 3.5 – Ensaio de espalhamento pelo cone de Abrams

3.3.6 Caracterização do concreto no estado endurecido

Para a caracterização do concreto no estado endurecido, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos com dimensões 100 mm × 200 mm (razão altura/diâmetro igual a 2) para se avaliar as propriedades mecânicas. Os corpos-de-prova foram moldados conforme procedimentos

estabelecidos pela ABNT NBR 5738:2003 porém, o preenchimento do molde foi realizado sem qualquer adensamento. Após a moldagem, os corpos-de-prova foram mantidos em seus moldes sob condições de cura similares às dos protótipos até serem ensaiados. Os corpos-de-prova foram cobertos com material não reativo e não absorvente (polietileno) e, na sequência, placas de madeirite foram colocadas sobre os corpos-de-prova para evitar perda de água do concreto, simulando as mesmas condições de cura do concreto no interior dos tubos.

3.3.6.1 Ensaios referentes à primeira etapa de concretagem

Devido a problemas apresentados pela máquina do LAEES no instante da realização dos ensaios de compressão na idade de 28 dias, estes foram realizados, excepcionalmente, na idade de 31 dias no Laboratório de Concreto do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção (DEMC) da EE.UFMG. Previamente à realização dos ensaios, as faces superior e inferior dos corpos-de-prova foram preparadas com capeamento e as suas dimensões (diâmetro e altura) foram medidas. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma ABNT NBR 5739:2007. Na Tab. 3.8 estão listados os resultados da resistência à compressão f_c determinada para cada corpo-de-prova. A resistência à compressão média calculada foi 36,83 MPa e o desvio padrão foi 5,46 MPa. Caso fosse desprezado o valor mínimo de 27 MPa apresentado pelo segundo corpo-de-prova ensaiado, valor aparentemente bem inferior se comparado aos demais, a resistência à compressão média seria 38,80 MPa e o desvio padrão seria 2,86 MPa.

Tabela 3.8 - Resultados dos ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido referentes à primeira etapa de concretagem

CP (designação)	f_c MPa
CP-01	39
CP-02	27
CP-03	34
CP-04	41
CP-05	41
CP-06	39
Média:	36,83 / 38,80
Desvio padrão:	5,46 / 2,86
Coefficiente de variação	0,15 / 0,07

3.3.6.2 Ensaios referentes à segunda etapa de concretagem

Previamente à realização dos ensaios, as faces superior e inferior dos corpos-de-prova foram retificadas, os cilindros foram pesados (Balança eletrônica Marte, modelo UX4200H, capacidade 4200 g, sensibilidade 0,01 g) e suas dimensões (diâmetro e altura) foram medidas com paquímetro. Os corpos-de-prova foram ensaiados em diferentes idades ao longo da duração dos ensaios para se determinar as seguintes propriedades: (i) massa específica ρ_c , (ii) resistência à compressão f_c , de acordo com a norma ABNT NBR 5739:2007, (iii) resistência à tração indireta f_{ct} , avaliada pelo ensaio de compressão diametral de acordo com a norma ABNT NBR 7222:2011, e (iv) módulo de elasticidade estático secante E_c , de acordo com a norma ABNT NBR 8522:2008. Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados no Laboratório de Ensaios de Sistemas Construtivos (LESC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEA) da Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG. Na Tab. 3.9 estão apresentados os resultados dos ensaios realizados em cada corpo-de-prova entre 7 e 245 dias de idade, bem como os valores médios das propriedades em cada idade. Na Fig. 3.6 e na Fig. 3.7 são mostradas, respectivamente, as curvas de variação da resistência à compressão f_c e do módulo de elasticidade E_c com o tempo t (idade expressa em dias).

A resistência à compressão do concreto na idade de realização dos ensaios de flexão foi determinada através de regressão baseada no Método dos Mínimos Quadrados. A função polinomial do terceiro grau obtida é dada pela Eq. 3.4 e a curva correspondente é mostrada na Fig. 3.6. Os valores obtidos experimentalmente para o módulo de elasticidade em cada idade foram plotados com os valores da raiz quadrada da respectiva resistência à compressão conforme mostrado na Fig. 3.8. Regressão baseada no Método dos Mínimos Quadrados foi utilizada para se determinar a reta que melhor se aproxima aos dados, com intercepto definido como nulo. A função linear é dada pela Eq. 3.5 e a reta correspondente é mostrada na Fig. 3.8. A curva obtida através da combinação da Eq. 3.4 com a Eq. 3.5 é mostrada na Fig. 3.7.

$$f_c = 2,6203 \times 10^{-6} \times t^3 - 0,0013 \times t^2 + 0,2385 \times t + 32,2022 \quad (3.4)$$

$$E_c = 5.512,13 \times \sqrt{f_c} \quad (3.5)$$

Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido referentes à segunda etapa de concretagem

CP (designação)	Idade dias	ρ_c kg/m ³	f_c MPa	f_{ct} MPa	E_c GPa
CP-01	7		33,2		
CP-02			30,9		
CP-03			31,1		
CP-04			32,5		
	Média:		31,93		
	Desvio padrão:		1,11		
	Coefficiente de variação:		0,03		
CP-01	28	2.404	40,2		
CP-02		2.395	40,7		36,5
CP-03		2.387	39,1		33,5
CP-04		2.395		3,8	35,7
CP-05		2.374		3,5	
CP-06		2.390	39,7		
CP-07		2.373	39,3		34,3
CP-08		2.402	40,6		35
CP-09		2.378		4,1	34,8
CP-10		2.392		2,9	
	Média	2.389,12	39,93	3,58	34,97
	Desvio padrão:	11,09	0,67	0,51	1,05
	Coefficiente de variação:	0,00	0,02	0,14	0,03
CP-01	56	2.414	37,6		
CP-02		2.417	43,9		36,2
CP-03		2.413	43,9		35,6
CP-04		2.368	39,9		
CP-05		2.413	44,4		39,3
CP-06		2.362	43,2		36,7
	Média	2.397,83	42,15		36,95
	Desvio padrão:	25,41	2,76		1,63
	Coefficiente de variação:	0,01	0,07		0,04
CP-01	84	2.371			
CP-02		2.379	40,3		33,2
CP-03		2.394	44,0		34,7
CP-04		2.396	42,2		
CP-05		2.400	46,5		40,5
CP-06		2.399	45,8		36,5
	Média	2.389,92	43,76		36,23
	Desvio padrão:	11,83	2,56		3,15
	Coefficiente de variação:	0,00	0,06		0,09

Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido referentes à segunda etapa de concretagem (cont.)

CP (designação)	Idade dias	ρ_c kg/m ³	f_c MPa	f_{ct} MPa	E_c GPa
CP-01	112	2.420	42,6		
CP-02		2.389	44,0		37,3
CP-03		2.402	46,0		35,8
CP-04		2.254	47,7		
CP-05		2.406	46,5		39,6
CP-06		2.338	44,9		39
	Média	2.368,10	45,28		37,93
	Desvio padrão:	62,82	1,83		1,72
	Coefficiente de variação:	0,03	0,04		0,05
CP-01	140	2.369	46,4		
CP-02		2.389	47,3		39,9
CP-03		2.401	47,4		38,5
CP-04		2.390	48,3		
CP-05		2.420	47,8		36,6
CP-06		2.369	49,2		38,1
	Média	2.389,72	47,73		38,28
	Desvio padrão:	19,42	0,95		1,36
	Coefficiente de variação:	0,01	0,02		0,04
CP-01	168	2.397	48,2		
CP-02		2.354	48,1		36,4
CP-03		2.380	48,5		38,4
CP-04		2.373	48,6		
CP-05		2.352	48,6		36,4
CP-06		2.393	51,1		40,6
	Média	2.374,82	48,85		37,95
	Desvio padrão:	19,24	1,12		2,00
	Coefficiente de variação:	0,01	0,02		0,05
CP-01	245	2.376	50,1		
CP-02		2.365	47,3		37,8
CP-03		2.395	50,2		40,6
CP-04		2.373	52,8		
CP-05		2.383	54,3		40,7
CP-06		2.346	53,1		37,4
	Média	2.373,05	51,30		39,13
	Desvio padrão:	16,46	2,57		1,77
	Coefficiente de variação:	0,01	0,05		0,05

Destaca-se que procedimento análogo ao empregado neste estudo foi realizado por Lu e Kennedy (1992) para a caracterização do concreto na idade do ensaio de flexão.

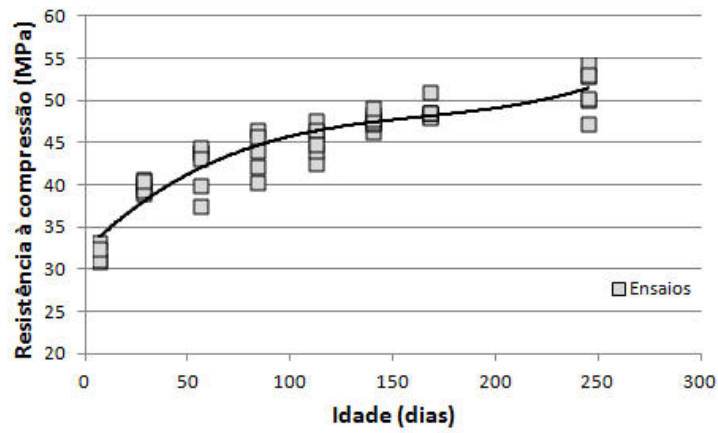


Figura 3.6 – Evolução da resistência à compressão do concreto

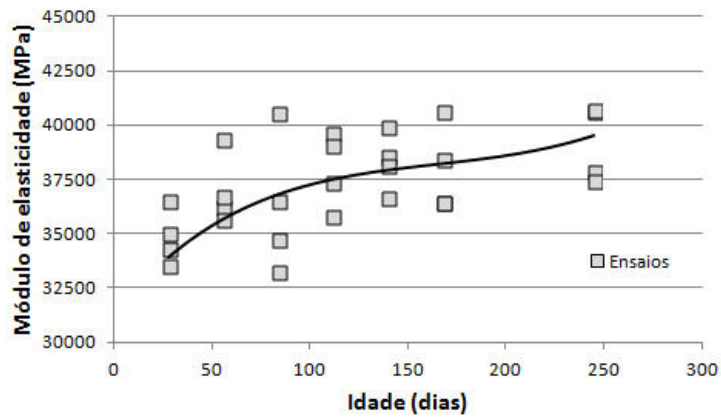


Figura 3.7 – Evolução do módulo de elasticidade do concreto

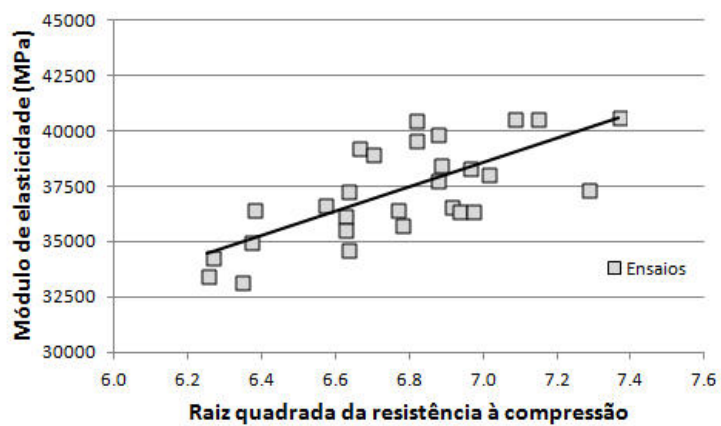


Figura 3.8 – Módulo de elasticidade *versus* raiz quadrada da resistência à compressão do concreto

3.4 Barras da armadura passiva

3.4.1 Bitolas e propriedades nominais

A armadura passiva disposta no interior do núcleo de concreto bem como a armadura da laje colaborante das vigas mistas consistiram de barras de aço de diferentes bitolas e categorias de aço. As armaduras foram adquiridas da Ferro e Aço Takono S.A., empresa que atua no mercado de aço em Belo Horizonte e que oferece serviços como corte, dobra e armação dos vergalhões de aço para a construção civil de acordo com os desenhos de armação. As armaduras foram entregues etiquetadas, facilitando a conferência e execução. A Takono é parceira da siderúrgica AcelorMittal, antiga Belgo Mineira.

Bitolas de 16 mm foram utilizadas nas armaduras longitudinais inseridas no interior do núcleo de concreto. Bitolas de 10 mm foram utilizadas na armadura de costura das lajes maciças de concreto. Bitolas de 5 mm foram utilizadas nas armaduras de amarração, sem qualquer função estrutural. De acordo com a norma **ABNT** NBR 7480:2007, adotou-se os seguintes valores nominais para a resistência ao escoamento f_{ys} dos aços empregados na fabricação das barras da armadura: para o aço de categoria CA-50 (bitolas de 16 mm e de 10 mm), adotou-se f_{ys} igual a 500 MPa; para o aço de categoria CA-60 (bitolas de 5 mm), adotou-se f_{ys} igual a 600 MPa. Adotou-se o valor nominal de 210 GPa para o módulo de elasticidade E_s e 0,3 para o coeficiente de Poisson ν_s , para os aços de ambas as categorias.

3.4.2 Ensaio de caracterização do aço

Certificados de Qualidade de cada lote de aço foram emitidos pela AcelorMittal e encontram-se no Anexo C. Os valores reais das propriedades mecânicas do aço estão listados na Tab. 3.10.

Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de caracterização do aço da armadura passiva

Bitola mm	Aço	f_{ys} MPa	f_{us} MPa	Alongamento %
16	CA-50 S	558	701	12,5
10 – Lote 1	CA-50 S	691	796	16,0
10 – Lote 2	CA-50 S	669	772	14,0
10 – Lote 3	CA-50 S	670	776	14,0
	Média:	677	781	14,7
	Desvio padrão:	12	13	1,15
	Coefficiente de variação:	0,02	0,02	0,08
5	CA-60	723	808	7,2

3.5 Conectores de cisalhamento

3.5.1 Dimensões e propriedades nominais

Na ligação mecânica entre o perfil de aço tubular retangular e a laje de concreto maciça colaborante das vigas mistas foram utilizados conectores de cisalhamento em perfil U 76,2×6,10 laminado, fabricado pela Gerdau S.A.. Além de resistirem ao deslizamento relativo entre a laje de concreto e o perfil de aço, os conectores de cisalhamento evitam o descolamento vertical entre o concreto e o aço por meio da mesa superior. Na designação dos perfis U, os valores referem-se, respectivamente, à altura da alma h_{cs} expressa em milímetros (mm), e à massa por unidade de comprimento, expressa em kg/m. As dimensões do perfil U são ilustradas na Fig. 3.9 e os valores nominais são os seguintes: altura da alma h_{cs} igual a 76,20 mm, espessura da alma t_{wcs} igual a 4,32 mm, largura da mesa b_{fcs} igual a 35,81 mm e espessura da mesa t_{fcs} igual a 6,93 mm. O comprimento L_{cs} do perfil U foi adotado igual a 150 mm, valor correspondente à largura do tubo VMB 250×150×6,4.

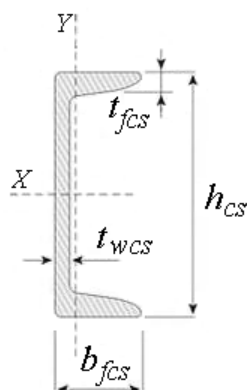


Figura 3.9 – Dimensões do conector em perfil U laminado

Cabe ressaltar que a utilização de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça tornou-se inviável nas vigas mistas com laje colaborante que empregam tubos VMB 250×150×6,4. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço. O diâmetro nominal mínimo disponível comercialmente para os conectores pino com cabeça é de 19 mm. Este valor é superior ao limite de 2,5 vezes a espessura da mesa do perfil tubular VMB 250×150×6,4, a saber: 16 mm.

Segundo o catálogo de produtos da Gerdau S.A., os valores nominais das propriedades mecânicas do aço empregado na fabricação dos conectores de cisalhamento em perfil U laminado são os seguintes: resistência ao escoamento f_{yCS} igual a 250 MPa e limite de resistência f_{uCS} compreendido na faixa entre 400 MPa e 550 MPa.

3.5.2 Ensaios de caracterização do aço

Segundo o Certificado de Qualidade emitido pela Gerdau S.A. e apresentado no Anexo D, os valores reais das propriedades mecânicas são os seguintes: resistência ao escoamento f_{yCS} igual a 323 MPa, limite de resistência f_{uCS} igual a 460 MPa e alongamento igual a 29%.

3.5.3 Força horizontal resistente

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, a força horizontal resistente nominal Q_R de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, correspondente ao estado-limite último associado à ruína do concreto por esmagamento ou fendilhamento, é dada pela Eq. 3.6:

$$Q_R = \frac{0,3 (t_{fcs} + 0,5 t_{wcs}) L_{cs} \sqrt{f_c E_c}}{1,0} \quad (3.6)$$

onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil U laminado;

f_c é resistência média à compressão do concreto;

E_c é o módulo de elasticidade secante do concreto.

Para o conector de cisalhamento em perfil U 76,2×6,10 laminado utilizado e, adotando-se os valores nominais da resistência à compressão ($f_{cm} = 38$ MPa) e do módulo de elasticidade ($E_c = 30.896$ MPa) do concreto, a força horizontal resistente Q_R foi igual a 443 kN. Adotando-se o valor real dessas propriedades na idade de 28 dias ($f_c = 39,9$ MPa e $E_c = 35.000$ MPa, conforme Tab. 3.9), o valor da força horizontal de resistente Q_R foi de 483 kN, ou seja, 9,06% maior que o correspondente valor nominal.

3.6 Protótipos

Os modelos físicos em escala real das vigas mistas tubulares de aço preenchidas com concreto ensaiados foram denominados protótipos. Desenhos de fabricação dos protótipos foram

elaborados de acordo com as especificidades de cada tipo de ensaio e encontram-se apresentados no Apêndice A. Os protótipos foram fabricados pela Pórtico, empresa de construções metálicas, com fábrica localizada no município de Rio Acima, região metropolitana de Belo Horizonte, MG. Todos os protótipos receberam, na superfície externa, pintura com tinta anticorrosiva à base de resina epóxi modificada (REVRAN DST PLUS 727), especialmente indicada para estruturas metálicas em geral, na cor vermelho óxido. O Certificado de Análise e Garantia da Qualidade da tinta emitido pela Renner Herrmann do Brasil encontra-se apresentado no Anexo E. Excepcionalmente, conforme objetivo específico do ensaio, alguns protótipos receberam também pintura na superfície interna (ver item 3.6.2).

Os principais parâmetros investigados através dos ensaios dos protótipos foram: (i) método de preenchimento dos tubos com concreto: sem pressão e com pressão, (ii) tipo da seção transversal: seção de aço e seção mista, (iii) condições da interface tubo de aço e núcleo de concreto: sem tratamento e com tratamento, (iv) taxa de armadura passiva no interior do núcleo de concreto: sem armadura, baixa taxa e alta taxa, e (v) presença de laje colaborante sobreposta ao perfil de aço: sem laje e com laje. As seguintes designações foram usadas na identificação dos protótipos de cada série: os três primeiros caracteres “CON” ou “FLX” referem-se aos ensaios de concretagem ou de flexão; os dois caracteres seguintes “VA” ou “VM” referem-se à viga de aço ou à viga mista. Na sequência, os caracteres identificam as condições de cada ensaio: “SP” refere-se ao método de concretagem sem pressão e “CP” ao método com pressão; “SL” refere-se às vigas mistas sem laje colaborante e “CL” às vigas mistas com laje colaborante; “ST” refere-se à interface aço-concreto sem tratamento e “CT” à interface com tratamento; e, finalmente, “TB” refere-se taxa de armadura baixa no interior do núcleo de concreto e “TA” à taxa de armadura alta.

No Quad. 3.1 são apresentados a designação dos protótipos, a descrição sucinta dos parâmetros investigados e o número de protótipos projetados em cada série de ensaios. Na sequência, uma descrição mais detalhada dos protótipos é apresentada.

Quadro 3.1 – Designação e descrição das séries de protótipos

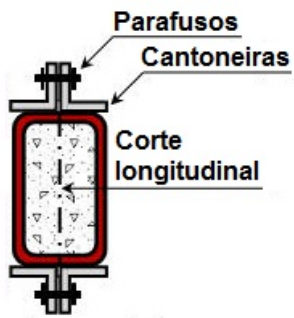
Série (designação)	Descrição	No. de Protótipos
CON-VM-SP	Ensaio de concretagem sem pressão: tubo de aço preenchido com concreto, com preparo da superfície interna com pintura e cera desmoldante.	1
CON-VM-CP	Ensaio de concretagem com pressão: tubo de aço preenchido com concreto, com preparo da superfície interna com pintura e cera desmoldante.	1
FLX-VA	Ensaio de flexão: viga de aço sem preenchimento de concreto.	3
FLX-VM-SL-ST	Ensaio de flexão: viga mista sem laje colaborante, sem preparo da superfície interna e sem armadura passiva no interior do núcleo de concreto.	3
FLX-VM-SL-CT	Ensaio de flexão: viga mista sem laje colaborante, com preparo da superfície interna com pintura e cera desmoldante e sem armadura passiva no interior do núcleo de concreto.	3
FLX-VM-SL-TB	Ensaio de flexão: viga mista sem laje colaborante, sem preparo da superfície interna, com baixa taxa de armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto.	3
FLX-VM-SL-TA	Ensaio de flexão: viga mista sem laje colaborante, sem preparo da superfície interna, com alta taxa de armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto.	3
FLX-VM-CL	Ensaio de flexão: viga mista com laje colaborante, sem preparo da superfície interna, com alta taxa de armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto.	3

3.6.1 Protótipos dos ensaios de concretagem

Dois protótipos de vigas mistas de aço preenchidas com concreto foram projetados visando à realização dos testes de concretagem. Foram empregados tubos VMB 250×150×6,4 com 12 m de comprimento. Visando a inspecionar visualmente o núcleo de concreto, os protótipos foram projetados prevendo-se um corte longitudinal passando pelos centróides das mesas, dividindo-se o tubo em duas metades, conforme ilustrado nas figs. 3.10a e 3.10b. A cada metro linear do comprimento dos protótipos, foram projetadas quatro cantoneiras (L 75,6×75,6×6,3, comprimento 75 mm, aço ASTM A36), assentadas por meio de soldas de filete sobre as mesas superior e inferior do tubo, e parafusadas duas a duas (parafuso ASTM A325, com diâmetro de 19 mm), para manter as metades unidas durante todo o período compreendido entre a data da concretagem e a data da abertura dos protótipos para inspeção visual (ver Fig. 3.10c e Fig. 3.10d). Para facilitar a desmoldagem, esses protótipos receberam também pintura na superfície interna.

Para o fechamento de cada extremidade do protótipo, foram projetadas duas cantoneiras (L 75,6×75,6×6,3, comprimento 210 mm, aço ASTM A36), assentadas lateralmente, por meio de soldas de filete, sobre as almas do tubo, e uma chapa (CH 6,3×250×300, aço ASTM A36), parafusada às cantoneiras (parafuso ASTM A325, com diâmetro de 19 mm) (ver Fig. 3.10e e Fig. 3.10f).

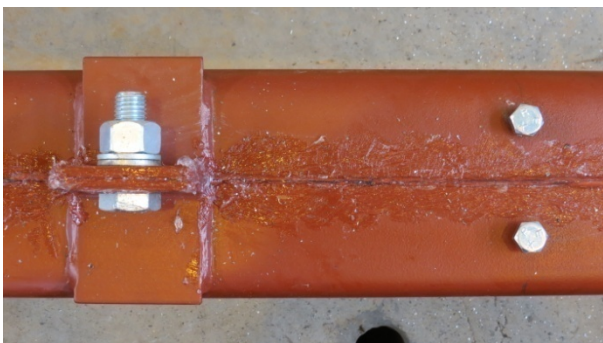
Uma abertura circular de diâmetro igual a 100 mm foi prevista em cada extremidade do protótipo (ver Fig. 3.10b e Fig. 3.10e). Em uma das aberturas, seria acoplado o dispositivo para o lançamento do concreto no interior do tubo de acordo com o método adotado para o preenchimento do tubo: sem pressão (SP) ou com pressão (CP). Pressupôs-se que o concreto autoadensável fosse capaz de fluir e de se autocompactar dentro do tubo, preenchendo todos os espaços, e transbordasse, através da outra abertura na extremidade oposta, quando o tubo estivesse completamente preenchido. A linha de centro das aberturas circulares foi posicionada a 150 mm da extremidade adjacente do tubo.



(a) vista em corte transversal



(b) vista em profundidade



(c) sistema de fechamento longitudinal (vista de topo)



(d) sistema de fechamento longitudinal (detalhe)



(e) sistema de fechamento das extremidades



(f) sistema de fechamento das extremidades (detalhe)

Figura 3.10 – Protótipos dos ensaios de concretagem

3.6.2 Protótipos dos ensaios de flexão

Quinze protótipos de vigas apresentando diferentes configurações de composição da seção transversal, foram projetados e dimensionados, visando à realização de ensaios experimentais de flexão. Foram empregados tubos VMB 250×150×6,4 com 6 m de comprimento. Ao contrário dos protótipos dos ensaios de concretagem, não foi projetado qualquer corte longitudinal dos tubos. Foi empregado o mesmo sistema de fechamento das extremidades projetado para os protótipos dos ensaios de concretagem. Similarmente, foram também projetadas as aberturas circulares em ambas as extremidades sendo uma para injetar o concreto e a outra para permitir o escoamento do concreto ao término do preenchimento do tubo.

Os protótipos dos ensaios de flexão foram divididos em três grupos: (i) vigas de aço tubular retangular, doravante designadas VA, (ii) vigas mistas de aço tubular retangular preenchidas com concreto sem laje maciça de concreto associada ao perfil de aço, doravante designadas VM-SL, e (iii) vigas mistas de aço tubular retangular preenchidas com concreto com laje maciça de concreto associada ao perfil de aço, doravante designadas VM-CL.

3.6.2.1 Protótipos de vigas de aço

Os protótipos das vigas VA compõem uma única série de três protótipos sem preenchimento de concreto, os quais foram projetados para fins de referência na comparação com os resultados obtidos para as vigas mistas.

3.6.2.2 Protótipos de vigas mistas sem laje colaborante

Os protótipos das vigas VM-SL foram agrupados em quatro séries e cada série compreendeu três protótipos de configurações idênticas da seção transversal mista. Esses protótipos foram projetados para se investigar a influência das condições da superfície da parede interna do

tubo de aço e da taxa de armadura passiva no interior do núcleo de concreto no comportamento à flexão da viga mista.

Os protótipos da primeira série foram projetados para fornecer informações sobre o comportamento da viga mista na sua configuração mais básica, ou seja, sem armadura passiva no interior do núcleo de concreto e sem laje maciça sobreposta ao perfil de aço. A superfície interna da parede dos tubos não recebeu qualquer tipo de preparo ou tratamento e, portanto, os protótipos dessa série foram designados VM-SL-ST (sem tratamento). Assumiu-se que a aderência e o atrito existentes na interface entre os dois materiais promoveria o comportamento solidário dos componentes de aço e de concreto da viga mista. Neste estudo, o termo “aderência” refere-se à associação de dois tipos de ligação: a aderência química e a aderência mecânica. A aderência mecânica ocorre pelo engrenamento mecânico de saliências existentes na superfície de contato dos dois componentes. O termo “atrito” refere-se à força resistente a movimentos entre duas partes em contato, devida à fricção. Cabe lembrar que para a ocorrência do atrito é necessário que exista tensão normal de compressão à superfície de contato das partes. Além da tensão normal, o valor da força de atrito depende da rugosidade das superfícies, representada pelo coeficiente de atrito.

Os protótipos da segunda série foram projetados para fornecer informações sobre o deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, quando a aderência e o atrito na interface aço-concreto são eliminados ou minimizados. Essa série de ensaios caracterizou, como referência, a situação mais desfavorável possível para o tubo de aço preenchido com concreto. Teoricamente, na total ausência de aderência e atrito na interface entre os dois materiais, o perfil de aço e o núcleo de concreto trabalhariam de forma totalmente independente e o deslizamento relativo entre os componentes seria o maior possível. Portanto, visando à minimizar a aderência e o atrito, os protótipos dessa série receberam um tratamento na superfície interna do tubo. Na etapa de fabricação, a superfície interna recebeu pintura com tinta anticorrosiva. Previamente à concretagem do interior do tubo, a superfície interna já pintada, recebeu um preparo adicional com cera desmoldante para fôrmas metálicas, visando minimizar o atrito. Dessa forma, os protótipos dessa série foram designados VM-SL-CT (com tratamento).

Os protótipos da terceira série foram projetados para fornecer informações sobre o comportamento da viga mista com baixa taxa de armadura passiva de tração disposta longitudinalmente no interior do núcleo de concreto. Nessa configuração da seção transversal mista, adotou-se: (a) duas barras de diâmetro 16 mm (CA-50), posicionadas na primeira camada, (b) estribos de diâmetro 5 mm (CA-60), espaçados a cada 500 mm, (c) duas barras de diâmetro 5 mm (CA-60) para a amarração dos estribos na região comprimida do núcleo de concreto, e (d) **cob**ramento da armadura igual a 25 mm. Os estribos foram projetados apenas para a amarração das barras da armadura passiva, sem função estrutural de resistir ao cisalhamento transversal. Simplificadamente, admitiu-se que as almas do tubo de aço fossem responsáveis por desempenhar integralmente esta função. Para se garantir o cobrimento adotado e o posicionamento centralizado da armadura no interior do tubo, foram empregados espaçadores circulares de plástico tanto nas laterais como no fundo das vigas. Esses espaçadores foram fixados a todos os estribos da viga, conforme ilustrado na Fig. 3.11. Os protótipos dessa série foram designados VM-SL-TB (taxa de armadura baixa).



Figura 3.11 – Ensaio de flexão: instalação dos espaçadores

Os protótipos da quarta série foram projetados para fornecer informações sobre o comportamento da viga mista com alta taxa de armadura passiva de tração disposta longitudinalmente no interior do núcleo de concreto. Nessa configuração, adotou-se: (a) duas barras de diâmetro 16 mm, posicionadas na primeira camada, (b) duas barras de diâmetro 16 mm, posicionadas na segunda camada (espaçamento vertical entre barras igual a 20 mm), (c) estribos de diâmetro 5 mm, espaçados a cada 500 mm, (d) duas barras de diâmetro 5 mm para a amarração dos estribos na região comprimida do núcleo de concreto, e (e) **cob**ramento da armadura igual a 25 mm. Similarmente aos protótipos da terceira série, foram empregados

espaçadores em todos os estribos, tanto nas laterais como no fundo das vigas. Os protótipos dessa série foram designados VM-SL-TA (taxa de armadura alta).

3.6.2.3 Protótipos de vigas mistas com laje colaborante

Os protótipos das vigas VM-CL compõem uma única série de três protótipos com núcleo de concreto armado e laje maciça de concreto sobreposta ao perfil de aço tubular retangular. A ligação mecânica entre a laje maciça de concreto e o perfil de aço foi realizada com conectores de cisalhamento do tipo perfil U laminado. Adicionalmente, o número de conectores de cisalhamento foi projetado para se estabelecer interação completa entre o perfil de aço e a laje de concreto. É importante destacar que, na etapa de fabricação dos protótipos de vigas com laje colaborante, as superfícies da mesa superior dos tubos de aço retangulares e dos conectores de cisalhamento não receberam pintura anticorrosiva.

a) Dimensões nominais da laje

A espessura t_c da laje colaborante foi adotada igual a 100 mm. A largura efetiva b_c da laje, i.e., a faixa de laje que trabalha em conjunto com o perfil de aço, foi adotada igual a 800 mm, valor inferior ao valor máximo permitido pela ABNT NBR 8800:2008. A norma brasileira recomenda assumir a largura efetiva da laje, de cada lado da linha de centro de uma viga mista, igual a um oitavo do vão da viga mista, sendo este considerado entre linhas de centro dos apoios, ou seja, o vão livre L_o . A largura efetiva total da laje de concreto é igual à soma das larguras efetivas para cada lado da linha de centro da viga. Sendo o comprimento total dos tubos L igual a 6000 mm e adotando-se um recuo das extremidades do tubo até a linha de centro dos apoios no valor de 150 mm, o vão livre da viga mista L_o foi igual a 5700 mm. Portanto, a largura efetiva total máxima permitida para a mesa de concreto seria 1425 mm. A largura efetiva b_c da laje de concreto foi adotada igual a 800 mm. As dimensões nominais da laje de concreto maciça são ilustradas na Fig. 3.12.

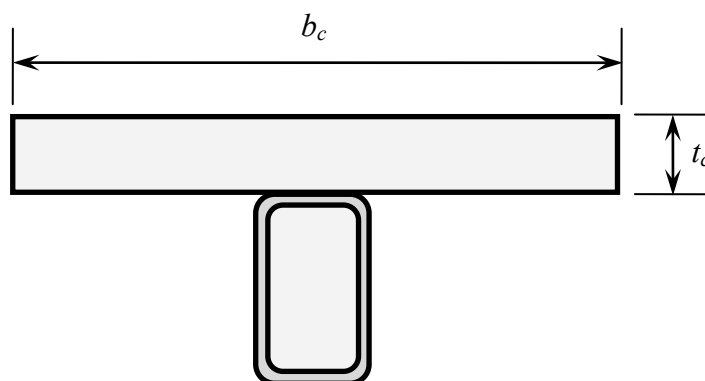


Figura 3.12 – Dimensões da laje de concreto maciça colaborante

Destaca-se que, o perfil U 76,2×6,10, laminado, empregado como conector de cisalhamento, apresentando altura de 76,2 mm, valor este superior ao limite mínimo de 75 mm, atende à especificação da ABNT NBR 8800:2008, ficando totalmente embutido na laje de concreto maciça, cuja espessura adotada foi de 100 mm. O cobrimento de concreto acima da face superior do perfil foi de 23,8 mm, valor superior ao cobrimento mínimo especificado pela ABNT NBR 6118:2014 para a armadura da laje, ou seja, 10 mm, no caso de concreto de densidade normal.

b) Número e distribuição dos conectores de cisalhamento

As vigas mistas com laje colaborante foram projetadas de forma a estabelecer interação completa entre o perfil de aço e a laje maciça de concreto. Assim, o número de conectores de cisalhamento foi projetado para ser suficiente para resistir integralmente à força de cisalhamento longitudinal F_h e, conseqüentemente, tornar desprezável qualquer deslizamento relativo na superfície de contato entre o perfil de aço e a laje de concreto. Portanto, partindo-se da definição de interação completa entre o tubo e a laje, assumiu-se que o diagrama de deformações normais ao longo da altura da seção transversal mista apresentaria uma única linha neutra e sua localização foi objeto de investigação.

O valor da força de cisalhamento longitudinal F_h que se desenvolve na superfície de contato entre o concreto da laje e o aço do tubo para restringir o deslizamento relativo entre os dois materiais é dada pelo menor valor entre a resistência da laje de concreto à compressão, i.e.,

$f_c b_c t_c$, e a resistência do perfil de aço à tração complementada, no caso deste estudo, pela contribuição da resistência do aço da armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto, i.e., $f_y A_a + f_{ys} A_s$, onde A_a e A_s são, respectivamente, a área do tubo de aço e a área da armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto.

Na fase de projeto dos protótipos, anterior à sua fabricação, o número de conectores foi definido com base nas propriedades nominais dos materiais. A força de cisalhamento longitudinal F_h foi governada pela força resistente de tração dos componentes de aço (1847 kN, sendo a parcela devida à contribuição do tubo de aço igual a 1445 kN e a parcela devida à contribuição da armadura passiva igual a 402 kN), inferior à força resistente de compressão da laje (3040 kN).

O número de conectores de cisalhamento a serem distribuídos de cada lado da seção de momento fletor solicitante máximo, calculado pela razão entre a força de cisalhamento longitudinal e a força resistente do conector, foi de 4,2 sendo adotado, no projeto, o número de seis conectores. O grau de interação η_i da viga mista, dado pela razão entre o somatório das forças resistentes individuais dos seis conectores de cisalhamento $\sum Q_R$ e a força de cisalhamento longitudinal F_h foi 1,44, maior que 1. Destaca-se que esse valor do grau de interação é também superior ao valor mínimo prescrito pela ABNT NBR 8800:2008 para o estabelecimento de interação completa em vigas mistas de perfis de aço com mesas de áreas iguais e vão livre inferior a 25 m, expresso por $\eta_{i,\min} = 1 - (E_a/578f_y)(0,75 - 0,03L_e) = 0,33 \geq 0,40$, onde L_e é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo), em metros.

No projeto da distribuição dos conectores, verificou-se o número de conectores necessários entre a seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo (ambas situadas do mesmo lado, relativamente à seção de momento máximo), uma vez que os ensaios de flexão seriam realizados na configuração de quatro pontos (ver item 4.3.5). Entretanto, nessa configuração de carregamento, o momento fletor solicitante na seção da carga concentrada é igual ao momento fletor solicitante máximo. Portanto, a totalidade dos seis conectores foi

uniformemente distribuída entre a seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo. O espaçamento entre linhas de centro de conectores foi estabelecido igual a 280 mm, superior ao espaçamento longitudinal mínimo de 150 mm, limitado pelo comprimento do conector L_{cs} . Na região situada entre as duas cargas concentradas, foi colocado um número suficiente de conectores para atender ao espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores, dado por 8 vezes a espessura da laje, ou seja, 800 mm. O croquis da distribuição dos conectores de cisalhamento utilizados nas vigas mistas com laje colaborante é apresentado na Fig. 3.13.

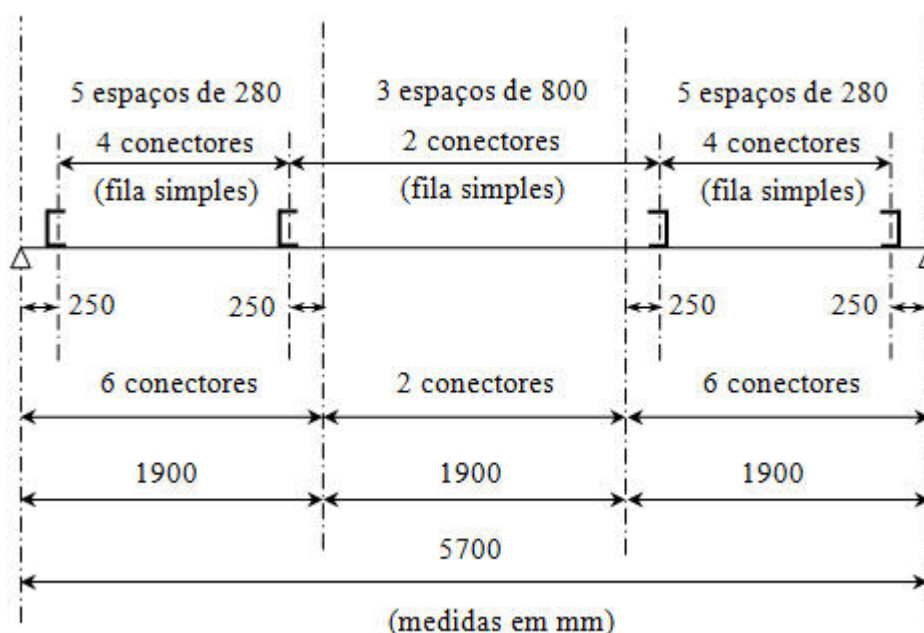


Figura 3.13 – Distribuição dos conectores de cisalhamento

c) Armadura de costura

A armadura de costura para controlar a fissuração da laje causada por cisalhamento, na região adjacente ao tubo de aço, paralelamente a este, foi calculada de acordo com os procedimentos prescritos pela norma ABNT NBR 8800:2008. Ao longo do comprimento situado entre as seções de momento máximo positivo (seções das cargas concentradas) e de momento nulo (seções dos apoios), adotou-se a armadura de costura necessária ($3,87 \text{ cm}^2/\text{cm}$): bitolas de 10 mm, uniformemente espaçadas a cada 10 cm. Ao longo do comprimento situado entre as seções de momento máximo, adotou-se a armadura de costura mínima ($2,0 \text{ cm}^2/\text{cm}$): bitolas de 10 mm, uniformemente espaçadas de 35 cm.

Os desenhos de armação do núcleo de concreto e da laje colaborante dos protótipos de vigas mistas estão apresentados no Apêndice B.

3.7 Dimensões reais

Imprecisões nas dimensões da seção transversal são inerentes ao processo de fabricação dos perfis de aço tubulares retangulares e portanto, previstas. Previamente à concretagem dos tubos de aço dos ensaios de flexão, procedeu-se à avaliação das medidas reais das dimensões da seção transversal dos protótipos em ambas as extremidades.

Para a aferição da largura B , empregou-se um paquímetro com precisão de centésimo de milímetro. Para a aferição da altura H , empregou-se uma escalímetro com precisão de milímetro. Foram feitas também medições das dimensões reais da laje maciça de concreto nos protótipos de vigas mistas com laje colaborante. Para a medição da largura b_c , empregou-se uma trena com precisão de milímetro. Para a medição da espessura t_c , empregou-se um escalímetro com precisão de milímetro.

A aferição da espessura t da parede dos tubos foi realizada em uma amostra de três tubos VMB 250×150×6,4 com 1 m de comprimento, designados Tubo A, Tubo B e Tubo C. Empregou-se um paquímetro com precisão de centésimo de milímetro. Foram feitas duas séries de medições da espessura em uma das extremidades dos tubos. A primeira série de medições considerou a presença da tinta na superfície externa das paredes dos tubos (ver Fig. 3.14a). Cabe lembrar que todos os protótipos receberam uma demão de tinta anticorrosiva na superfície externa da parede do tubo (ver item 3.5). De acordo com o Certificado de Análise e Garantia da Qualidade da tinta emitido pela Renner Herrmann do Brasil (ver Anexo E), o valor nominal dessa espessura seca é 125 μm por demão. Após a primeira série de medições da espessura, a camada de tinta foi removida por lixamento manual (lixa de grana 150). Finalmente, foi feita a segunda série de medições da espessura considerando a ausência da tinta (ver Fig. 3.14b).



(a) superfície externa com tinta



(b) superfície externa sem tinta

Figura 3.14 – Aferição da espessura da parede dos tubos de aço

Os valores médios da espessura da parede do tubo antes e depois da remoção da tinta foram, 6,74 mm e 6,53 mm, respectivamente. A diferença entre esses valores, i.e., 0,210 mm ou 210 μm foi atribuída a duas parcelas: uma referente à espessura da camada de tinta anticorrosiva e outra referente à rugosidade da superfície externa dos tubos. Adotou-se para todos os tubos de aço empregados nos protótipos de flexão o valor da espessura t de 6,53 mm, i.e., sem a tinta.

Foi também realizada a avaliação do raio externo de concordância r_e entre a mesa e a alma dos tubos de aço com a mesma amostra reservada para a aferição da espessura da parede dos tubos. As medições foram feitas antes da remoção da tinta. Foram obtidas imagens digitais do perímetro da seção transversal retangular juntamente com um esquadro com escala graduada nas duas direções perpendiculares, conforme ilustrado na Fig. 3.15. Na sequência, foi realizado um tratamento gráfico computacional para se determinar o raio do arco de circunferência que melhor se aproximava dos pontos do perímetro de cada um dos quatro cantos curvos de cada tubo. Os valores obtidos para cada tubo estão apresentados na Tab. 3.11. O valor médio obtido para o raio externo de concordância r_e foi 20,21 mm. Esse valor foi corrigido, descontando-se a espessura correspondente à camada de tinta anticorrosiva e à rugosidade da superfície (210 μm). O valor corrigido 20,11 mm foi adotado para todos os tubos de aço empregados nos protótipos de flexão.

Os valores médios das dimensões de cada protótipo estão apresentados na Tab. 3.12.

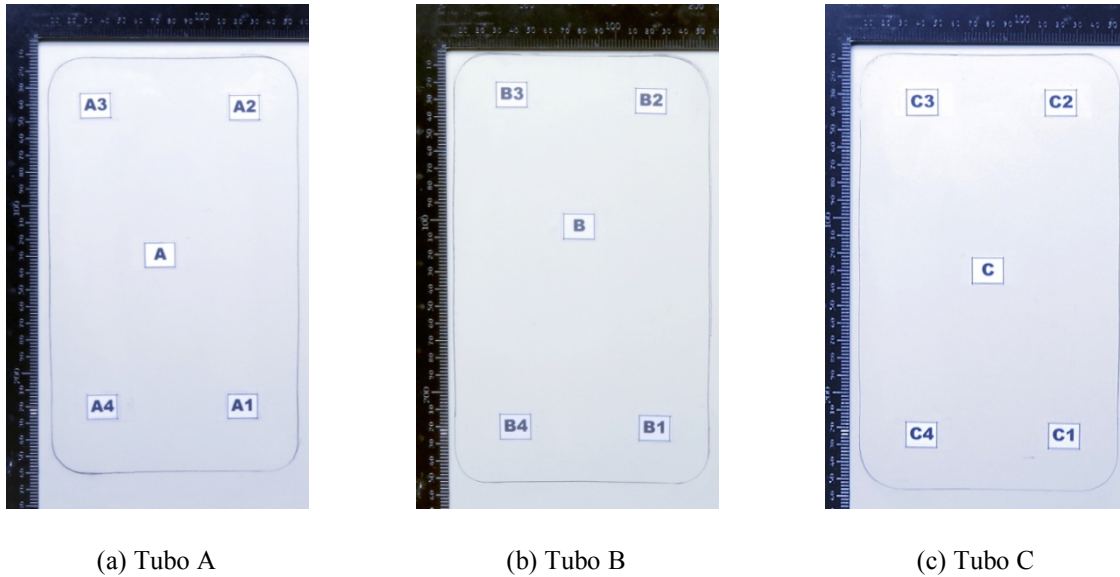


Figura 3.15 – Aferição do raio externo de concordância

Tabela 3.11 – Aferição do raio externo de concordância

Tubo (designação)	Canto (designação)	r_e mm
A	Canto A1	16,47
	Canto A2	20,74
	Canto A3	20,52
	Canto A4	19,65
B	Canto B1	19,29
	Canto B2	25,03
	Canto B3	20,42
	Canto B4	18,06
C	Canto C1	20,77
	Canto C2	19,52
	Canto C3	18,78
	Canto C4	23,28
Média		20,21
Desvio padrão		2,25
Coeficiente de variação		0,11

Tabela 3.12 – Dimensões reais dos protótipos de flexão

Protótipo (designação)	Perfil de aço			Laje de concreto	
	<i>H</i> mm	<i>B</i> mm	<i>t</i> mm	<i>b_c</i> mm	<i>t_c</i> mm
FLX-VA-1	248,12	149,52	6,53		
FLX-VA-2	247,62	149,44	6,53		
FLX-VM-SL-ST-1	239,04	149,68	6,53		
FLX-VM-SL-ST-2	249,04	148,30	6,53		
FLX-VM-SL-CT-1	243,54	148,87	6,53		
FLX-VM-SL-CT-2	249,29	149,04	6,53		
FLX-VM-SL-TB-1	249,54	149,60	6,53		
FLX-VM-SL-TB-2	249,54	149,54	6,53		
FLX-VM-SL-TA-1	248,79	149,40	6,53		
FLX-VM-SL-TA-2	249,04	148,68	6,53		
FLX-VM-CL-1	247,54	149,99	6,53	790	98,84
FLX-VM-CL-2	248,50	149,67	6,53	791	102,89

4 ESTIMATIVAS TEÓRICAS

4.1 Introdução

Apresenta-se, neste capítulo, duas análises teóricas: uma análise elástica, objetivando estimar o momento elástico máximo e a rigidez à flexão das vigas mistas, e uma análise rígido-plástica, visando à determinar a capacidade resistente ao momento fletor e à força cortante das vigas mistas. Previamente à realização do programa experimental, foram determinadas estimativas teóricas com base nos valores nominais das dimensões da seção transversal do tubo de aço e das propriedades mecânicas dos materiais. Essas estimativas subsidiaram não somente o projeto de fabricação dos protótipos mas também o planejamento e a execução dos ensaios de flexão. Após o término dos ensaios de flexão e dos ensaios de caracterização dos materiais, foram determinadas estimativas teóricas com base nos valores reais das propriedades geométricas dos protótipos e das propriedades mecânicas dos materiais. Uma comparação dessas estimativas teóricas com os resultados obtidos experimentalmente é apresentada no Capítulo 6.

4.2 Considerações iniciais

No desenvolvimento da análise teórica, as seguintes considerações foram aplicadas aos procedimentos de cálculo preconizados pela norma ABNT NBR 8800:2008. Primeiro, todos os coeficientes de ponderação da resistência dos diversos materiais empregados nas vigas mistas foram desconsiderados, incluindo o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c), da resistência do aço do perfil tubular (γ_{a1}), da resistência do aço da armadura passiva (γ_s) e da resistência do conector de cisalhamento (γ_{cs}). Em outras palavras, foram

empregados os valores nominais ou reais das resistências dos materiais em substituição aos respectivos valores de cálculo ou de projeto.

Segundo, na determinação das estimativas teóricas com base nos valores nominais das propriedades dos materiais, ao invés da resistência característica à compressão f_{ck} do concreto aos 28 dias de idade, utilizou-se o valor médio da resistência à compressão f_{cm} do concreto aos 28 dias de idade por ser um valor mais realístico para se obter estimativas de cargas e de esforços solicitantes. O valor do f_{cm} foi considerado igual ao valor do f_{ck} acrescido de 8 MPa, conforme a norma europeia EN 1992-1-1:2004.

Terceiro, o coeficiente α_c de ponderação da resistência de projeto do concreto à compressão, cujo valor recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 é 0,85 para concretos de classes até C50, foi considerado igual a 1,0. Segundo Helene (2011), o coeficiente α_c é resultado do produto de três coeficientes: (i) β_1 que depende da taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir de 28 dias até 50 anos; (ii) β_2 que depende da taxa de perda da capacidade resistente do concreto devido à carga aplicada aos 28 dias e mantida até 50 anos (também denominado de efeito Rüsçh), e (iii) β_3 que leva em conta a diferença entre um corpo-de-prova cilíndrico de razão altura/diâmetro igual a 2 para um pilar com geometria diversa desta. Destaca-se que o coeficiente β_1 leva em conta o efeito benéfico de crescimento da resistência do concreto com o tempo e o coeficiente β_2 leva em conta os efeitos deletérios da ação de cargas de longa duração. Esses dois coeficientes foram desconsiderados na presente análise teórica por estarem relacionados a efeitos de longa duração na resistência à compressão e, conseqüentemente, não serem aplicáveis no contexto dos ensaios experimentais os quais foram realizados em idades inferiores a um ano sob carregamento de curta duração. Somente o coeficiente β_3 aplica-se nesse contexto. Porém, esse coeficiente também foi desconsiderado com base nas considerações feitas por Helene (2011). Segundo Helene, os pesquisadores que defendem a aplicação desse coeficiente sugerem valores entre 0,95 e 0,98 porém, são omissos quanto à geometria do pilar, à direção de extração e à dimensão do testemunho. Frente às demais variáveis envolvidas, de maior relevância e objetividade, Helene (2011) sugere desprezar o coeficiente β_3 .

Adicionalmente, destaca-se que o valor do coeficiente α_c de ponderação da resistência de projeto do concreto à compressão igual a 1,0 também está em consonância com as normas europeias EN 1992-1-1:2004 e EN 1994-1-1:2004: segundo o Eurocode 2 o valor desse coeficiente deve estar na faixa entre 0,8 e 1,0 porém é recomendado o valor 1; no Eurocode 4 não há qualquer referência à esse coeficiente. Segundo Johnson e Anderson (2004), a formulação proposta pelo Eurocode 4 para se determinar a capacidade resistente de elementos mistos de aço e concreto é baseada em extensivos estudos de calibração e está consistente com o valor do coeficiente α_c igual a 1,0.

Quarto, na análise rígido-plástica, conforme as normas brasileira ABNT NBR 8800:2008 e europeia EN 1994-1-1:2004, o diagrama parábola-retângulo foi substituído pelo diagrama retangular de distribuição de tensões no concreto, com altura igual à profundidade da linha neutra e com tensão normal de compressão igual a $0,85 f_{cm}$, seja para o núcleo de concreto, seja para a laje colaborante.

4.3 Análise elástica

4.3.1 Objetivo

A análise elástica visou a determinar, teoricamente, o valor do momento elástico máximo, do deslocamento vertical elástico máximo da seção localizada a meio vão (i.e., da flecha máxima) e da rigidez à flexão das vigas mistas. Esses valores subsidiaram a realização dos ensaios à flexão das vigas mistas e foram oportunamente utilizados numa análise comparativa com os valores obtidos experimentalmente.

4.3.2 Homogeneização da seção transversal mista

A homogeneização teórica da seção transversal mista, formada por componentes de diferentes materiais, consiste em transformar a seção em um único material, no caso, o aço do perfil. Na Fig. 4.1 está ilustrada a homogeneização da seção mista, considerando-se a configuração na qual todos os componentes estão presentes, isto é, o tubo de aço, o núcleo de concreto, as armaduras passivas e a laje de concreto maciça. Para a análise elástica ora apresentada, considerou-se, simplificadamente, a seção transversal do tubo de aço e do núcleo de concreto com cantos retos.

As áreas dos componentes de concreto (núcleo e laje maciça) devem ser convertidas em áreas equivalentes de aço preservando as respectivas alturas e reduzindo as respectivas larguras aplicando-se o fator de transformação definido pela razão entre os módulos de elasticidade do aço do perfil (E_a) e do concreto (E_c). A razão modular (α_{Ec}) é, portanto, dada pela razão E_a/E_c . Na conversão dos componentes de concreto em aço, a participação do concreto na região tracionada é desprezada. A largura do núcleo de concreto (b_n) é reduzida para uma largura transformada ($b_{n,tr}$) aplicando-se a razão modular, ou seja, $b_{n,tr} = b_n/\alpha_{Ec}$. Similarmente, a largura efetiva da laje de concreto maciça (b_c) deve ser reduzida para uma largura transformada ($b_{c,tr}$) aplicando-se a razão modular, ou seja, $b_{c,tr} = b_c/\alpha_{Ec}$.

Analogamente, as áreas da armadura passiva (A_s) devem ser transformadas em áreas equivalentes de aço aplicando-se o fator de transformação correspondente definido pela razão entre os módulos de elasticidade do aço do perfil (E_a) e do aço da armadura (E_s). A razão modular (α_{Es}) é, portanto, dada pela razão E_a/E_s . Cada área de armadura passiva (A_s) é convertida em área equivalente de aço ($A_{s,tr}$) aplicando-se a razão modular, ou seja, $A_{s,tr} = A_s/\alpha_{Es}$.

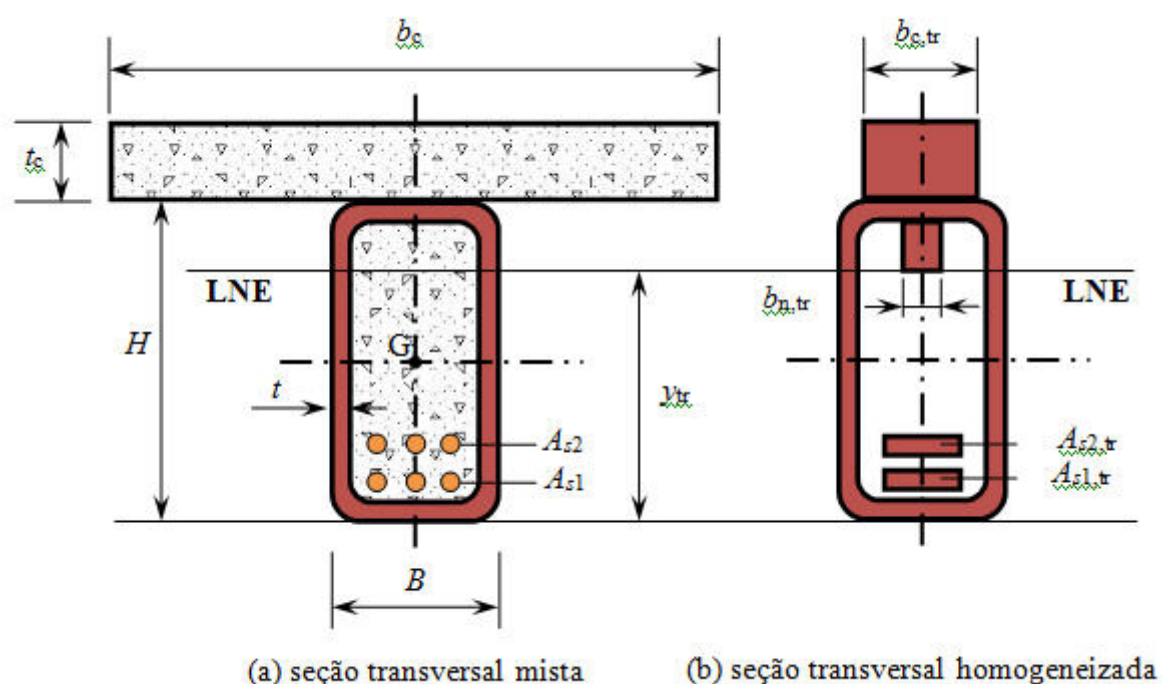


Figura 4.1– Homogeneização da seção transversal mista

4.3.3 Momento elástico máximo

Inicialmente, deve-se determinar a posição da linha neutra elástica, representada pela sigla LNE, em relação a um eixo de referência, normalmente considerado aquele que passa pela face inferior do perfil de aço. A posição y_{tr} da LNE é obtida admitindo-se distribuição de tensões linear na seção homogeneizada, conforme ilustrado na Fig. 4.2. O comportamento elástico linear do material permite afirmar que a LNE passa pelo centróide da seção homogeneizada. Entretanto, a localização do centróide é desconhecida inicialmente, visto que deve-se ignorar a contribuição do concreto na zona tracionada. Determina-se a localização do centróide da seção transformada impondo-se a condição que o momento estático da área da seção homogeneizada é nulo em relação à LNE que passa pelo centróide da seção homogeneizada. Entretanto, deve-se atentar para a possibilidade da LNE passar pela laje de concreto, pela mesa superior ou pela alma do perfil de aço. Obviamente, cada hipótese conduz a uma equação distinta.

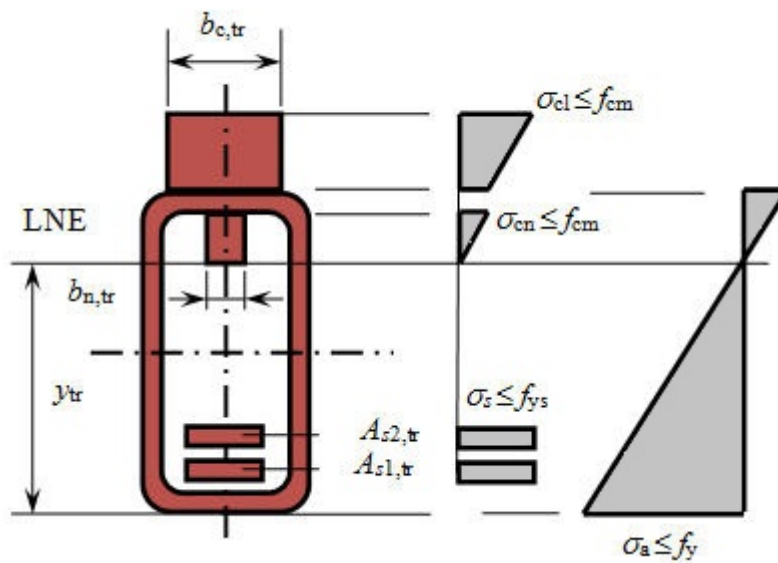


Figura 4.2 – Distribuição linear de tensões na seção transversal homogeneizada

Após a determinação da posição da LNE, procede-se ao cálculo do momento de inércia da seção homogeneizada I_{tr} . Nas vigas mistas de alma cheia, nas regiões de momento positivo, o momento de inércia efetivo I_{ef} , considerando-se casos de interação parcial (grau de interação η_i), é dado por $I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_i}(I_{tr} - I_a)$, onde I_a é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado. Nessa expressão, o grau de interação deve ser limitado ao valor máximo de 1. Portanto, no caso das vigas mistas com laje colaborante que foram projetadas para estabelecer interação completa entre o tubo de aço e a laje de concreto maciça ($\eta_i \geq 1$), o módulo de inércia efetivo I_{ef} é o módulo de inércia da seção homogeneizada I_{tr} .

Calcula-se também o módulo resistente elástico W_{tr} referente a cada componente da seção homogeneizada. O módulo resistente elástico é definido pela razão do momento de inércia da seção homogeneizada I_{tr} pela distância c da fibra crítica considerada até a LNE, ou seja, $W_{tr} = I_{tr}/c$. Finalmente, o momento elástico máximo M_E é obtido com base nas máximas tensões resistentes, sendo dado pela Eq. 4.1:

$$M_E \leq \begin{cases} W_{tr,a} \times f_y \\ \alpha_{Ec} \times W_{tr,cn} \times f_{cm} \\ \alpha_{Ec} \times W_{tr,cl} \times f_{cm} \\ \alpha_{Es} \times W_{tr,s} \times f_{ys} \end{cases} \quad (4.1)$$

onde:

$W_{tr,a}$ é o módulo resistente elástico em relação à face inferior da seção mista homogeneizada, correspondente à fibra crítica do aço do perfil;

$W_{tr,cn}$ é o módulo resistente elástico em relação à face inferior da mesa superior da seção mista homogeneizada, correspondente à fibra crítica do concreto do núcleo;

$W_{tr,cl}$ é o módulo resistente elástico em relação à face superior da laje de concreto da seção mista homogeneizada, correspondente à fibra crítica do concreto da laje colaborante;

$W_{tr,s}$ é o módulo resistente elástico em relação ao centróide da armadura posicionada na primeira camada, correspondente à fibra crítica do aço da armadura passiva.

Na Eq. 4.1, as razões modulares α_{Ec} e α_{Es} corrigem o valor do momento elástico calculado com base na tensão resistente do concreto e do aço da armadura passiva, respectivamente, uma vez que, na seção homogeneizada, o momento elástico é determinado tomando-se o aço do perfil como material de referência.

4.3.4 Rigidez à flexão

A rigidez à flexão K da viga mista foi estimada através da rigidez à flexão da seção homogeneizada, ou seja, através do produto do módulo de elasticidade do aço pelo momento de inércia efetivo da seção homogeneizada, conforme Eq. 4.2.

$$K = E_a I_{ef} \quad (4.2)$$

4.3.5 Flecha elástica máxima

O ensaio de flexão de quatro pontos foi configurado conforme esquema ilustrado na Fig. 4.3. A distância entre o ponto de aplicação da carga concentrada P e a linha de centro do apoio adjacente foi adotada igual a um terço do vão livre L_0 da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios. Em outras palavras, o vão de cisalhamento a foi adotado igual a $L_0/3$, ou seja, $a = L_0/3$. Nessa figura estão também apresentados os diagramas de força cortante (DFC) e de momento fletor (DMF). Na região situada entre as cargas concentradas, a força cortante é nula e o momento fletor é constante e máximo ($M_{\text{máx}} = P L_0/3$) caracterizando uma região sob flexão pura. Na região situada entre a carga concentrada e o apoio adjacente, a força cortante é constante e máxima ($V_{\text{máx}} = P$), enquanto o momento fletor varia linearmente, do valor nulo no apoio ao valor máximo na seção correspondente à carga concentrada.

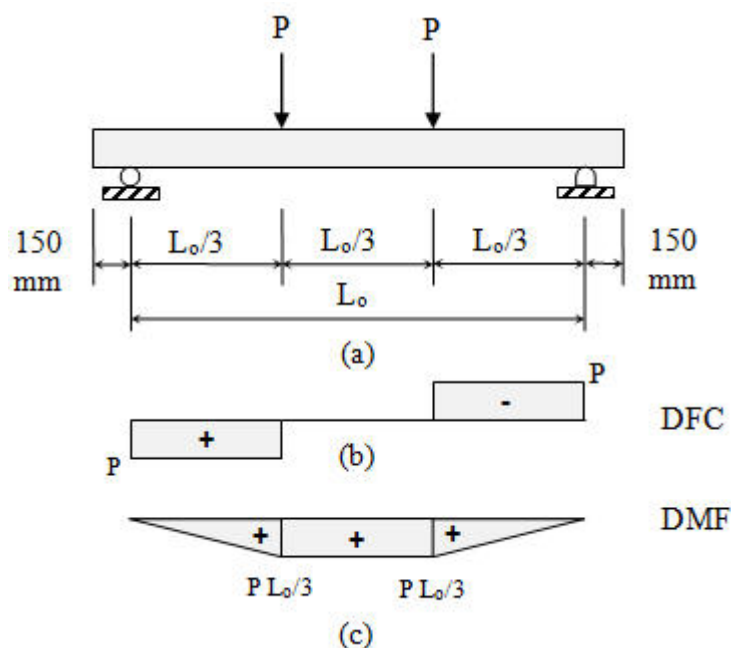


Figura 4.3 – Ensaio de flexão de quatro pontos

O valor da flecha elástica máxima δ_E da viga mista, correspondente ao momento elástico máximo, foi estimado através da flecha elástica máxima para a viga com seção homogeneizada em aço do perfil, com módulo de elasticidade E_a e momento de inércia efetivo I_{ef} . A flecha

elástica máxima δ_E é, portanto, dada pela Eq. 4.3, na qual considerou-se apenas a parcela da contribuição do momento fletor.

$$\delta_E = \frac{23 PL_o^3}{648 E_a I_{ef}} \quad (4.3)$$

onde o valor da carga concentrada P correspondente ao momento elástico máximo M_E é dado por $P = M_E/(L_o/3) = 3M_E/L_o$.

4.3.6 Estimativa de carga no atuador

Nos ensaios de flexão, as cargas concentradas foram aplicadas através de uma viga rígida de transmissão constituída por uma perfil de aço tipo I, apoiada sobre a viga mista, e sobre a qual foi aplicada a carga total pelo atuador. Portanto, o valor da carga aplicada pelo atuador P_{AT} é dada pelo dobro do valor da carga concentrada P , ou seja, $P_{AT} = 2P$. O valor da carga no atuador correspondente ao momento fletor elástico máximo P_E , pode ser estimado conforme a Eq. 4.4:

$$P_E = 2P = 2 \times \frac{3M_E}{L_o} \quad (4.4)$$

4.3.7 Resultados da análise elástica

Os resultados da análise elástica estão resumidos nas tabs. 4.1 e 4.2, incluindo os valores do momento elástico máximo M_E , a posição y_{tr} da LNE, a rigidez à flexão K , a flecha elástica máxima δ_E e a estimativa de carga aplicada pelo atuador P_E . Adotou-se a seguinte nomenclatura: o índice “k” refere-se aos resultados calculados com base nos valores nominais das propriedades geométricas da seção transversal e mecânicas dos materiais; o índice “t” refere-se aos resultados calculados com base nos valores reais das propriedades geométricas da seção transversal e mecânicas dos materiais. Cabe lembrar que o valor de y_{tr} corresponde à distância da LNE até o eixo adotado como de referência, ou seja, o eixo que passa pela face inferior do tubo. Observa-se o deslocamento da LNE de acordo com a configuração da seção transversal mista. Inicialmente, para as vigas de aço, a LNE é coincidente com o eixo centroidal principal de maior inércia do perfil tubular. Nas vigas mistas, o preenchimento com concreto desloca a LNE para cima, em direção à mesa superior do tubo de aço, passando pelas almas do tubo de aço. A inserção da armadura passiva desloca a LNE para baixo porém, esta se mantém acima do eixo centroidal principal do tubo de aço. Finalmente, a sobreposição da laje maciça de concreto desloca novamente a LNE para cima. Especificamente, a LNE passa pela mesa superior para a configuração do protótipo FLX-VM-CL-1 (2,76 mm abaixo da interface tubo-laje). Para a configuração do protótipo FLX-VM-CL2, a LNE passa pela laje, bem rente à face superior da mesa superior (0,07 mm acima da interface tubo-laje).

Tabela 4.1 – Resultados da análise elástica com base nos valores nominais

Protótipo (designação)	y_{tr} mm	Posição	M_{Ek} kN.m	K_k kN.m ²	δ_{Ek} mm	P_{Ek} kN
FLX-VA	125,00	nas almas	102,54	8.545,14	41,928	104,26
FLX-VM-SL-ST	145,55	nas almas	106,10	10.295,66	35,616	104,42
FLX-VM-SL-CT	145,55	nas almas	106,10	10.295,66	35,616	104,42
FLX-VM-SL-TB	139,87	nas almas	119,18	11.112,87	37,067	118,19
FLX-VM-SL-TA	136,75	nas almas	125,02	11.397,63	37,916	124,34
FLX-VM-CL	241,19	nas almas	236,28	37.992,35	21,489	232,63

Tabela 4.2 – Resultados da análise elástica com base nos valores reais

Protótipo (designação)	y_{tr} mm	Posição	M_{Et} kN.m	K_t kN.m ²	δ_{Et} mm	P_{Et} kN
FLX-VA-1	124,06	nas almas	128,19	8207,27	54,55	131,26
FLX-VA-2	123,81	nas almas	127,77	8164,34	54,66	130,82
FLX-VM-SL-ST-1	143,63	nas almas	129,19	9576,09	46,63	128,72
FLX-VM-SL-ST-2	147,04	nas almas	133,80	10153,83	45,55	133,58
FLX-VM-SL-CT-1	140,96	nas almas	126,12	9174,49	47,52	125,49
FLX-VM-SL-CT-2	147,07	nas almas	133,28	10115,74	45,54	133,03
FLX-VM-SL-TB-1	141,94	nas almas	147,57	11091,05	46,00	148,08
FLX-VM-SL-TB-2	141,96	nas almas	147,74	11091,05	46,05	148,26
FLX-VM-SL-TA-1	138,37	nas almas	146,53	11299,91	44,83	146,98
FLX-VM-SL-TA-2	138,51	nas almas	146,74	11300,90	44,89	147,21
FLX-VM-CL-1	244,81	na mesa	300,97	38024,63	27,36	300,72
FLX-VM-CL-2	248,57	na laje	308,03	39515,21	26,94	308,15

4.4 Análise rígido-plástica

4.4.1 Objetivo

Conforme mencionado no capítulo precedente, a seção transversal dos tubos VMB 250×150×6,4 empregados nessa pesquisa foi classificada como compacta. Portanto, a análise rígido-plástica aplica-se na determinação das capacidades resistentes ao momento fletor e à força cortante das vigas mistas. Sendo assim, o momento fletor resistente M_{Rk} é igual ao momento de plastificação M_{pl} da seção transversal, ou seja, $M_{Rk} = M_{pl}$. Similarmente, a força cortante resistente V_{Rk} é igual à força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento V_{pl} , ou seja, $V_{Rk} = V_{pl}$.

4.4.2 Momento fletor resistente

O momento fletor resistente M_{Rk} foi determinado a partir do cálculo do momento de plastificação M_{pl} da seção transversal mista.

Foram utilizados os diagramas de distribuição de tensões plásticas com as seguintes considerações: (i) assumiu-se a compatibilidade de deformações na seção transversal mista, ou seja, interação completa entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, (ii) a área efetiva do tubo de aço está solicitada com a resistência ao escoamento f_y tanto na região tracionada quanto na região comprimida.; (iii) a área efetiva do núcleo de concreto na zona comprimida está solicitada com a tensão de compressão média $0,85 f_{cm}$, assumida constante ao longo de toda a profundidade entre a linha neutra plástica (LNP) e a fibra de concreto mais comprimida, conforme prescrição da norma europeia EN 1994-1-1:2004; (iv) a resistência do concreto à tração foi desprezada, e (v) a área efetiva da armadura passiva tracionada está solicitada com a resistência ao escoamento f_{ys} .

Nas figs. 4.4, 4.5 e 4.6 estão ilustrados os diagramas de distribuição de tensões plásticas para os casos em que a linha neutra da seção plastificada, denominada linha neutra plástica, representada pela sigla LNP, situa-se na alma do perfil, na mesa superior do perfil e na laje de concreto, respectivamente. A posição y_p da linha neutra plástica é determinada impondo-se a condição de equilíbrio de forças axiais na seção transversal, ou seja, igualando-se as forças de tração e de compressão na seção plastificada. O momento fletor resistente M_R é determinado a partir do somatório dos momentos das forças resistentes de compressão e de tração, resultantes dos diagramas de distribuição de tensões plásticas atuantes nas respectivas áreas comprimidas e tracionadas dos componentes envolvidos na composição da seção transversal mista. Finalmente, destaca-se que na avaliação da capacidade resistente ao momento fletor das vigas mistas, considerou-se nos cálculos, a curvatura dos cantos do perfil de aço tubular bem como dos cantos do núcleo de concreto.

4.4.3 Força cortante resistente

A força cortante resistente V_{Rk} foi determinada a partir do cálculo da força cortante correspondente à plastificação por cisalhamento V_{pl} da alma do perfil tubular retangular.

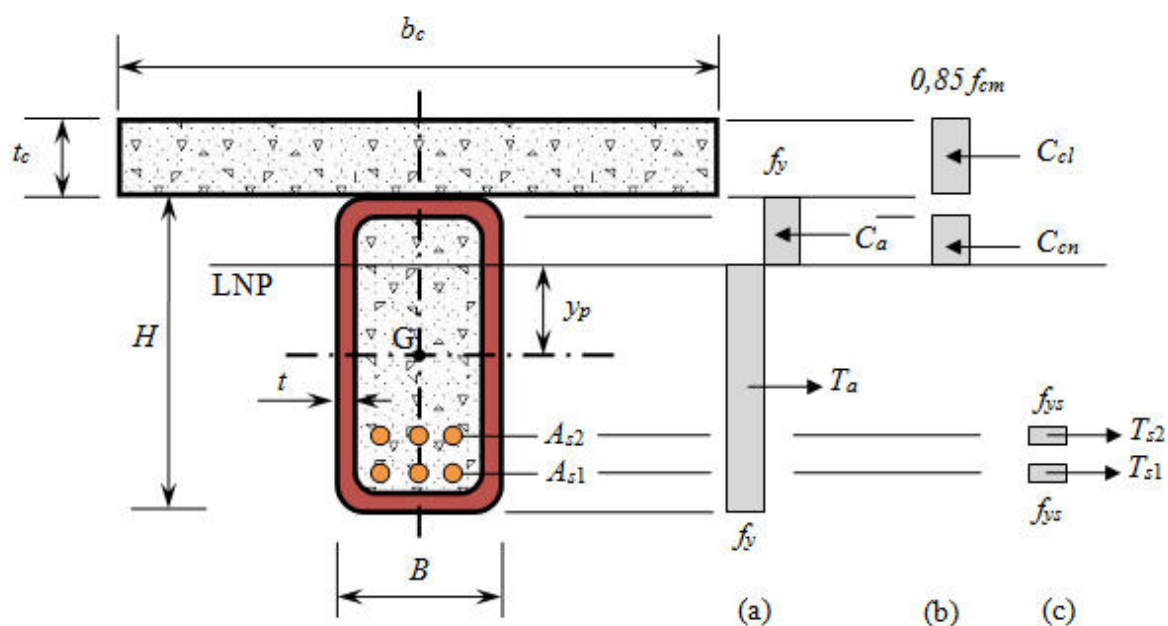


Figura 4.4 – Distribuição de tensões plásticas sob momento positivo: LNP na alma
(a) no aço do perfil, (b) no concreto e (c) no aço da armadura passiva

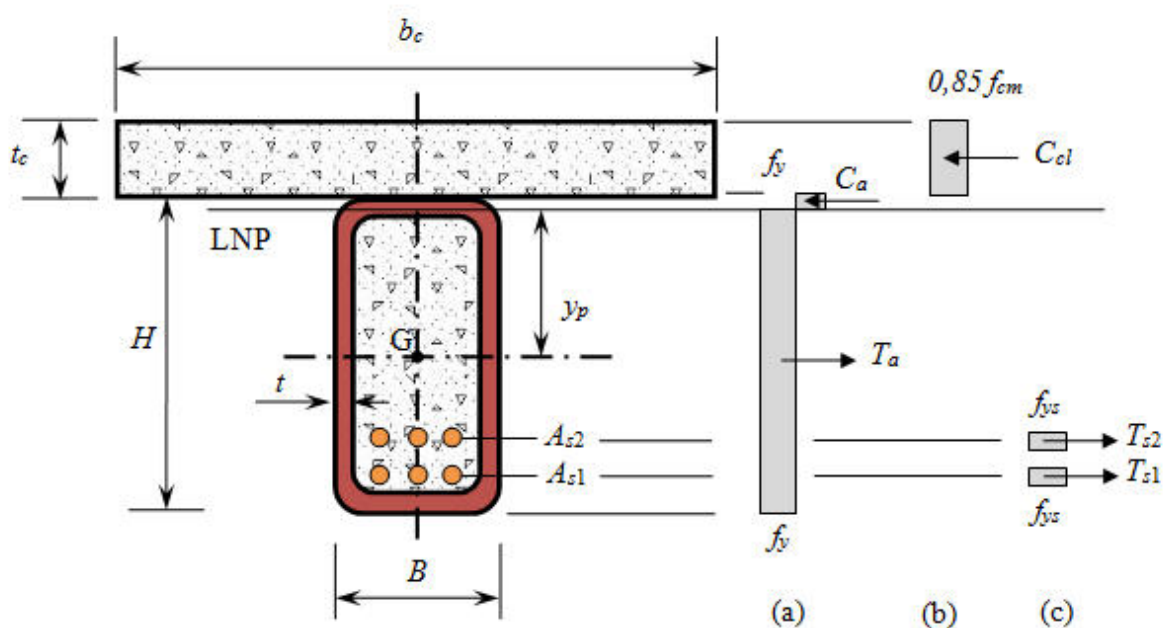


Figura 4.5 – Distribuição de tensões plásticas sob momento positivo: LNP na mesa superior
(a) no aço do perfil, (b) no concreto e (c) no aço da armadura passiva

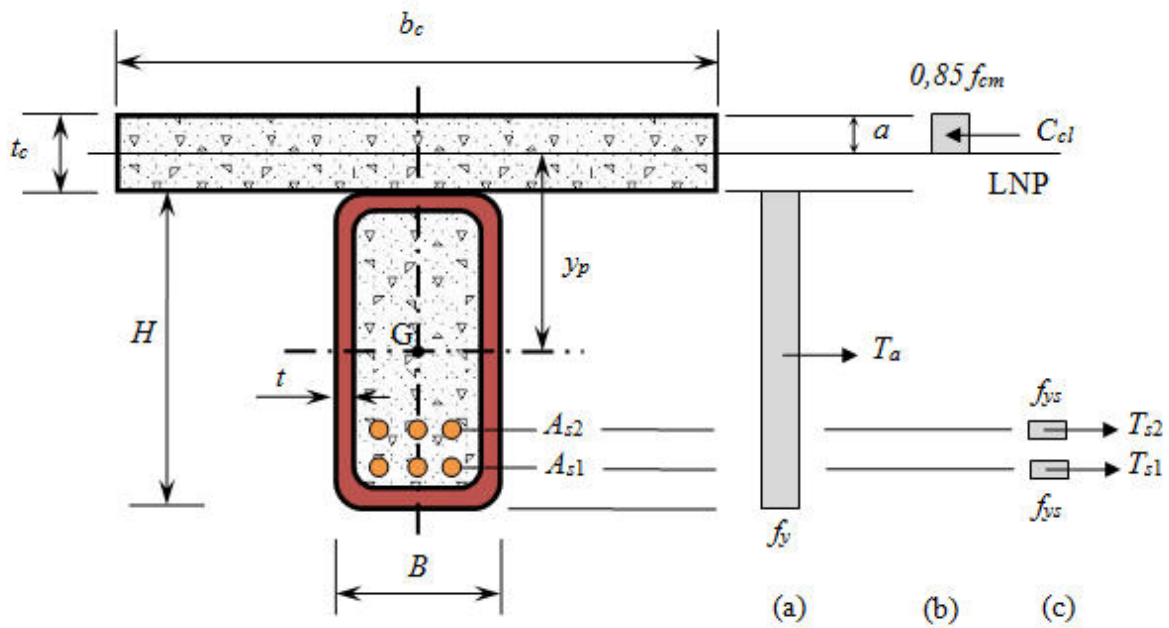


Figura 4.6 – Distribuição de tensões plásticas sob momento positivo: LNP na laje
(a) no aço do perfil, (b) no concreto e (c) no aço da armadura passiva

Conforme a norma **ABNT** NBR 8800:2008, a força cortante de plastificação da alma é dada pela Eq. 4.5:

$$V_R = V_{pl} = 0,60A_w f_y \quad (4.5)$$

onde A_w é a área efetiva de cisalhamento, tomada igual a $A_w = 2ht_w$ para seções tubulares retangulares, onde h é altura da parte plana das almas (altura efetiva) e t_w é espessura de uma das almas, sendo t_w igual à espessura da parede do tubo t para ambas as almas.

4.4.4 Estimativa de carga no atuador

Considerando-se a configuração do ensaio de flexão de quatro pontos descrita no item 4.1.4, referente ao cálculo da flecha elástica máxima, o valor da carga última $P_{U,M}$ aplicada pelo atuador e correspondente ao momento fletor resistente M_{Rk} é dado pela Eq. 4.6:

$$P_{U,M} = 2P = 2 \times \frac{3M_{Rk}}{L_0} \quad (4.6)$$

O valor da carga última ($P_{U,V}$) aplicada pelo atuador e correspondente à força cortante resistente V_{Rk} é dado pela Eq. 4.7:

$$P_{U,V} = 2P = 2 \times V_R \quad (4.7)$$

4.4.5 Resultados da análise rígido-plástica

Os resultados da análise rígido-plástica estão resumidos nas tabs. 4.3 e 4.4, incluindo os valores do momento fletor resistente M_{Rk} , a posição y_p da LNP, os valores da força cortante resistente V_{Rk} e as estimativas de carga aplicada pelo atuador correspondente ao momento fletor resistente $P_{U,M}$ e à força cortante resistente $P_{U,V}$. Adotou-se a seguinte nomenclatura: o índice “k” refere-se aos resultados calculados com base nos valores nominais das propriedades geométricas da seção transversal e mecânicas dos materiais; o índice “t” refere-se aos resultados calculados com base nos valores reais das propriedades geométricas da seção transversal e mecânicas dos materiais. O valor de y_p corresponde à distância da LNP até o eixocentroidal de maior inércia do perfil tubular retangular de aço. Valores positivos de y_p indicam que a LNP está acima do eixo centroidal de maior inércia do tubo de aço.

Tabela 4.3 – Resultados da análise rígido-plástica com base nos valores nominais

Protótipo (designação)	y_p mm	Posição	M_{Rk} kN.m	V_{Rk} kN	$P_{U,Mk}$ kN	$P_{U,Vk}$ kN
FLX-VA	0,00	nas almas	118,93	502,27	125,19	1.004,54
FLX-VM-SL-ST	43,29	nas almas	140,18	502,27	147,56	1.004,54
FLX-VM-SL-CT	43,29	nas almas	140,18	502,27	147,56	1.004,54
FLX-VM-SL-TB	26,69	nas almas	162,82	502,27	171,39	1.004,54
FLX-VM-SL-TA	10,09	nas almas	174,87	502,27	184,08	1.004,54
FLX-VM-CL	153,53	na laje	374,70	502,27	394,43	1.004,54

Tabela 4.4 – Resultados da análise rígido-plástica com base nos valores reais

Protótipo (designação)	y_p mm	Posição	M_{Rt} kN.m	V_{Rt} kN	$P_{U,Mt}$ kN	$P_{U,Vt}$ kN
FLX-VA-1	0,00	nas almas	146,55	607,66	154,26	1,215.31
FLX-VA-2	0,00	nas almas	146,05	606,19	153,74	1,212.39
FLX-VM-SL-ST-1	41,17	nas almas	163,06	594,27	171,64	1,188.54
FLX-VM-SL-ST-2	42,16	nas almas	172,73	611,08	181,82	1,222.15
FLX-VM-SL-CT-1	40,35	nas almas	167,52	581,12	176,33	1,162.23
FLX-VM-SL-CT-2	41,40	nas almas	173,97	610,49	183,13	1,220.98
FLX-VM-SL-TB-1	28,15	nas almas	200,10	611,81	210,63	1,223.61
FLX-VM-SL-TB-2	28,22	nas almas	200,12	611,81	210,65	1,223.61
FLX-VM-SL-TA-1	13,49	nas almas	212,72	609,61	223,92	1,219.23
FLX-VM-SL-TA-2	13,58	nas almas	212,70	610,34	223,89	1,220.69
FLX-VM-CL-1	154,50	na laje	451,96	606,05	475,75	1,212.10
FLX-VM-CL-2	157,07	na laje	458,63	608,77	482,77	1,217.53

Para as vigas mistas sem laje colaborante, FLX-VM-SL, observa-se que a LNP intercepta a parte plana das almas ($y_p < H/2 - r_e$). Para as vigas mistas com laje colaborante, FLX-VM-CL, observa-se que a LNP passa pela laje de concreto ($y_p > H/2$). A estimativa para a espessura da região comprimida a da laje de concreto é, respectivamente, 68,11 mm e 68,18 mm, para os protótipos FLX-VM-CL-1 e FLX-VM-CL-2, ambas obviamente inferiores à espessura t_c da laje ($t_c = 100$ mm). Observa-se, claramente, que a carga última das vigas mistas é limitada pela capacidade resistente ao momento fletor. Portanto, esse valor da carga última representa o valor estimado da carga total máxima a ser aplicada pelo atuador nas vigas mistas quando submetidas ao ensaio de flexão de quatro pontos. Finalmente, apresenta-se nas tabs. 4.5 e 4.6 as parcelas de contribuição no valor do momento fletor resistente de cada componente da seção transversal mista.

Tabela 4.5 – Parcelas contribuintes para o momento fletor resistente nominal

Protótipo (designação)	M_{Ta} kN.m	$\frac{M_{Ta}}{M_{Rk}}$	M_{Ts} kN.m	$\frac{M_{Ts}}{M_{Rk}}$	M_{Ca} kN.m	$\frac{M_{Ca}}{M_{Rk}}$	M_{Ccn} kN.m	$\frac{M_{Ccn}}{M_{Rk}}$	M_{Ccl} kN.m	$\frac{M_{Ccl}}{M_{Rk}}$
FLX-VA	59,46	0,50			59,46	0,50				
FLX-VM-SL-ST	94,33	0,67			31,79	0,23	14,06	0,10		
FLX-VM-SL-CT	94,33	0,67			31,79	0,23	14,06	0,10		
FLX-VM-SL-TB	80,11	0,49	21,57	0,13	41,55	0,26	19,58	0,12		
FLX-VM-SL-TA	66,95	0,38	29,23	0,17	52,37	0,30	26,32	0,15		
FLX-VM-CL	221,80	0,59	86,91	0,23					65,99	0,18

Tabela 4.6 – Parcelas contribuintes para o momento fletor resistente teórico

Protótipo (designação)	M_{Ta}	$\frac{M_{Ta}}{M_{Rt}}$	M_{Ts}	$\frac{M_{Ts}}{M_{Rt}}$	M_{Ca}	$\frac{M_{Ca}}{M_{Rt}}$	M_{Ccn}	$\frac{M_{Ccn}}{M_{Rt}}$	M_{Ccl}	$\frac{M_{Ccl}}{M_{Rt}}$
	kN.m			kN.m		kN.m		kN.m		kN.m
FLX-VA-1	73,28	0,50			73,28	0,50				
FLX-VA-2	73,03	0,50			73,03	0,50				
FLX-VM-SL-ST-1	108,74	0,67			37,75	0,23	16,57	0,10		
FLX-VM-SL-ST-2	114,79	0,66			40,22	0,23	17,72	0,10		
FLX-VM-SL-CT-1	111,75	0,67			38,57	0,23	17,19	0,10		
FLX-VM-SL-CT-2	116,07	0,67			39,91	0,23	17,99	0,10		
FLX-VM-SL-TB-1	101,35	0,51	24,32	0,12	50,39	0,25	24,03	0,12		
FLX-VM-SL-TB-2	101,40	0,51	24,34	0,12	50,32	0,25	24,05	0,12		
FLX-VM-SL-TA-1	86,16	0,41	33,82	0,16	61,81	0,29	30,94	0,15		
FLX-VM-SL-TA-2	86,14	0,40	33,91	0,16	61,65	0,29	31,00	0,15		
FLX-VM-CL-1	278,48	0,62	96,82	0,21					76,66	0,17
FLX-VM-CL-2	283,59	0,62	98,18	0,21					76,86	0,17

Nessas tabelas, empregou-se a seguinte simbologia:

M_{Ta} é o momento da força resistente da região tracionada do perfil de aço;

M_{Ts} é o momento da força resistente da armadura passiva tracionada;

M_{Ca} é o momento da força resistente da região comprimida do perfil de aço;

M_{Ccn} é o momento da força resistente da região comprimida do núcleo de concreto;

M_{Ccl} é o momento da força resistente da espessura comprimida da laje de concreto.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado o programa de ensaios experimentais executados, os quais foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES), do Departamento de Engenharia de Estruturas (DEES) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EE.UFMG). Os principais objetivos do programa experimental foram: (i) identificar um método prático, eficaz e eficiente para o preenchimento *in loco* de tubos de aço retangulares em escala real posicionados horizontalmente e (ii) investigar o comportamento à flexão de vigas mistas de aço tubulares retangulares preenchidas com concreto, biapoiadas, em escala real.

5.2 Recebimento dos tubos de aço e das armações

Os tubos de aço fabricados de acordo com as especificações de projeto foram entregues pela empresa Pórtico em duas etapas. Primeiramente, foram recebidos os tubos referentes aos protótipos dos ensaios de concretagem. Após a execução desses ensaios e a confirmação da viabilidade executiva da concretagem na posição horizontal, a fabricação dos tubos referentes aos protótipos dos ensaios de flexão foi autorizada conforme originalmente projetados. Na Fig. 5.1 são apresentadas imagens do recebimento dos tubos de aço referentes aos protótipos dos ensaios de flexão. Os tubos foram retirados do caminhão e organizados em duas pilhas no interior do laboratório: uma pilha referente aos tubos de aço dos protótipos de vigas mistas sem laje (sem conectores de cisalhamento) e outra pilha referente aos tubos de aço dos protótipos de vigas mistas com laje (com conectores de cisalhamento).

As armações cortadas, dobradas e montadas de acordo com as especificações de projeto foram entregues pela empresa Takono Ferro e Aço S.A. Na Fig. 5.2 são apresentadas imagens do recebimento das armações dos protótipos dos ensaios de flexão. As armações foram retiradas do caminhão e acondicionadas no interior do laboratório. Destaca-se as etiquetas de identificação das armações.

5.3 Ensaios de concretagem

5.3.1 Preparativos pré-concretagem

Previamente à realização dos ensaios de concretagem, ambos os protótipos foram abertos longitudinalmente e as superfícies internas foram preparadas com material lubrificante para facilitar o trabalho de desforma à época da inspeção visual da qualidade da concretagem. Especificamente, as superfícies internas receberam duas camadas de cera desmoldante para fôrmas metálicas. Empregou-se a Cera Desmoldante Otto, fabricada pela Otto Baumgart S.A., empresa especializada na fabricação de produtos químicos para a construção civil. Em seguida, os protótipos foram novamente fechados e cuidadosamente vedados com silicone ao longo das junções superior e inferior das metades do tubo, ao redor dos sistemas de fechamento longitudinal e ao redor dos sistemas de fechamento das extremidades do protótipo para evitar quaisquer vazamentos da nata do concreto durante a concretagem.



(a) transporte dos tubos de aço



(b) empilhamento dos tubos de aço das vigas mistas com laje colaborante



(c) empilhamento dos tubos de aço das vigas mistas sem laje colaborante



(d) vista geral do empilhamento dos tubos de aço no laboratório

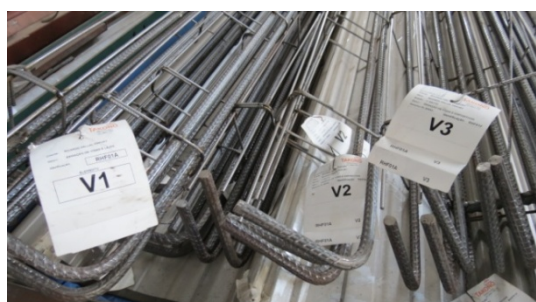
Figura 5.1 – Ensaios de flexão: recebimento dos tubos de aço



(a) transporte das armações



(b) descarregamento das armações



(c) armações do núcleo de concreto



(d) armações da laje de concreto

Figura 5.2 – Ensaios de flexão: recebimento das armações

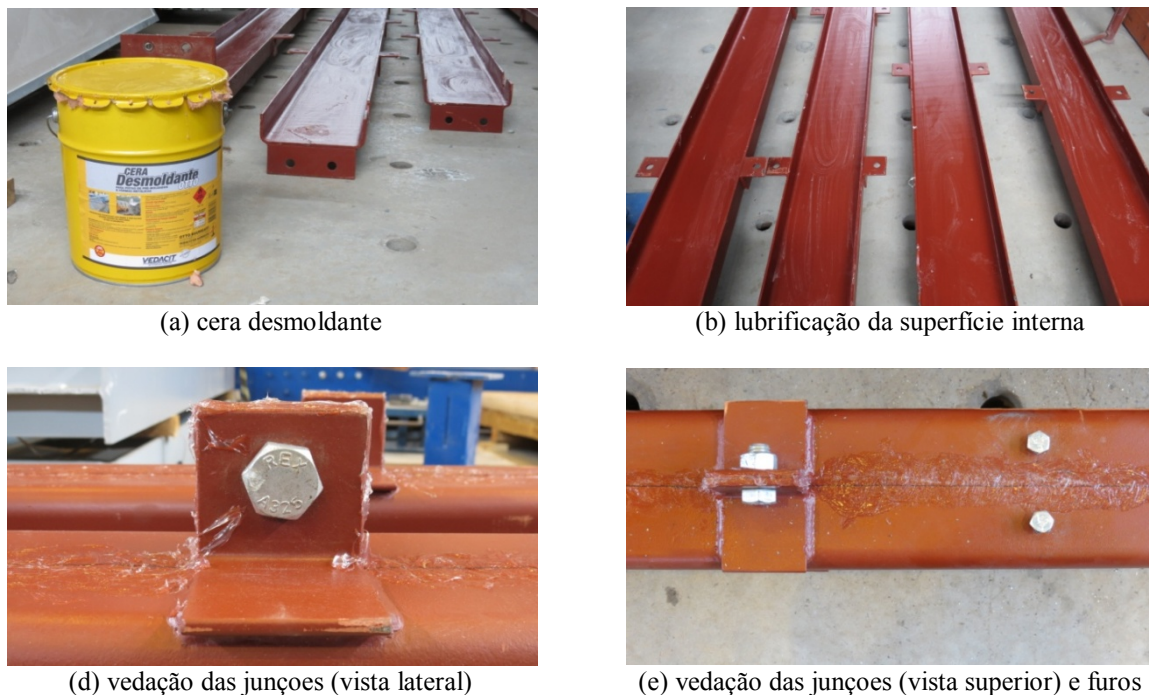


Figura 5.3 – Ensaios de concretagem: preparação dos tubos de aço

Prevedendo-se eventuais dificuldades de preenchimento dos tubos devido ao aprisionamento de ar no seu interior, foram projetados pequenos furos na mesa superior (três linhas de dois furos, espaçados de 1500 mm). Durante o processo de preenchimento dos tubos, os furos foram mantidos fechados com parafusos rosqueados de $\frac{1}{2}$ ". Os parafusos somente seriam retirados na necessidade eminente de se promover o escape do ar aprisionado, fato que não ocorreu. Na Fig. 5.3 são apresentadas imagens desses preparativos.

5.3.2 Concretagem dos protótipos

O concreto autoadensável e autonivelante empregado nos ensaios de concretagem foi fornecido pela usina da LafargeHolcim, localizada no bairro Olhos D'Água, na região metropolitana de Belo Horizonte, MG. Inicialmente, foi planejada a chegada do caminhão bomba e a montagem da linha de tubulação. Ao término da montagem, foi solicitada a liberação do caminhão betoneira que já se encontrava carregado na usina. O tempo total necessário para o carregamento do caminhão betoneira foi de 15 minutos, aproximadamente.



(a) bomba estacionária



(b) caminhão betoneira



(c) preparação da nata de concreto



(d) ensaio do espalhamento

Figura 5.4— Ensaio de concretagem: recebimento do concreto usinado

O transporte do concreto da usina até o local da concretagem durou cerca de 45-60 minutos. Após a chegada do caminhão betoneira, procedeu-se à mistura do concreto por um período de 15 minutos. Na sequência, foi realizado um teste de bombeamento com uma nata de concreto (argamassa de lubrificação). O objetivo deste teste foi verificar se a tubulação apresentava algum vazamento e lubrificar a parede interna da tubulação, para evitar absorção de água necessária para a hidratação do concreto. Na Fig. 5.4 são apresentadas imagens desses preparativos. Ao término do teste de bombeamento, a argamassa restante foi totalmente despejada em sacos de rafia para descarte. Esse procedimento evitou que a argamassa de lubrificação fosse injetada no interior dos tubos. Em seguida, procedeu-se aos testes de aceitação do concreto autoadensável no estado fresco (ver item 3.2.4.1).

Após a aceitação do concreto, deu-se prosseguimento à moldagem de doze corpos-de-prova cilíndricos (dimensões 100 mm × 200 mm) para os ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido e aos testes de concretagem propriamente ditos. Foram investigados dois métodos de concretagem: sem pressão e com pressão.



(a) detalhe das luvas de redução



(b) injeção do concreto pelo funil

Figura 5.5 - Ensaios de concretagem: funil de PVC para concretagem sem pressão

Para a concretagem sem pressão foi concebido um funil de 1,5 m de altura, aproximadamente, para ser acoplado à abertura circular em uma das extremidades do protótipo. Na montagem do funil, foram utilizados tubos para esgoto de PVC (diâmetros de 250 mm e 100 mm) e luvas de redução para esgoto de PVC (reduções de 250 mm × 200 mm e de 200 mm × 100 mm). Na Fig. 5.5 é apresentado o funil projetado para a concretagem sem pressão. Nesse método de concretagem, o concreto foi lançado no interior do tubo através deste funil e o preenchimento do tubo foi realizado sob a ação da gravidade exclusivamente.

Para a concretagem com pressão, o dispositivo metálico mostrado na Fig. 5.6 foi concebido e projetado exclusivamente para ser acoplado e fixado facilmente à abertura circular em uma das extremidades do protótipo. Uma vez instalado este dispositivo, o mangote da tubulação utilizada para o bombeamento do concreto pôde ser acoplado ao dispositivo e fixado ao mesmo através de uma braçadeira com alça. Nesse método de concretagem, o concreto foi lançado no interior do tubo e o preenchimento foi realizado integralmente sob pressão.

Na Fig. 5.7 são apresentadas imagens desses dispositivos, já devidamente instalados nas aberturas circulares projetadas nas extremidades dos dois protótipos dos ensaios de concretagem para o lançamento do concreto no interior do tubo.

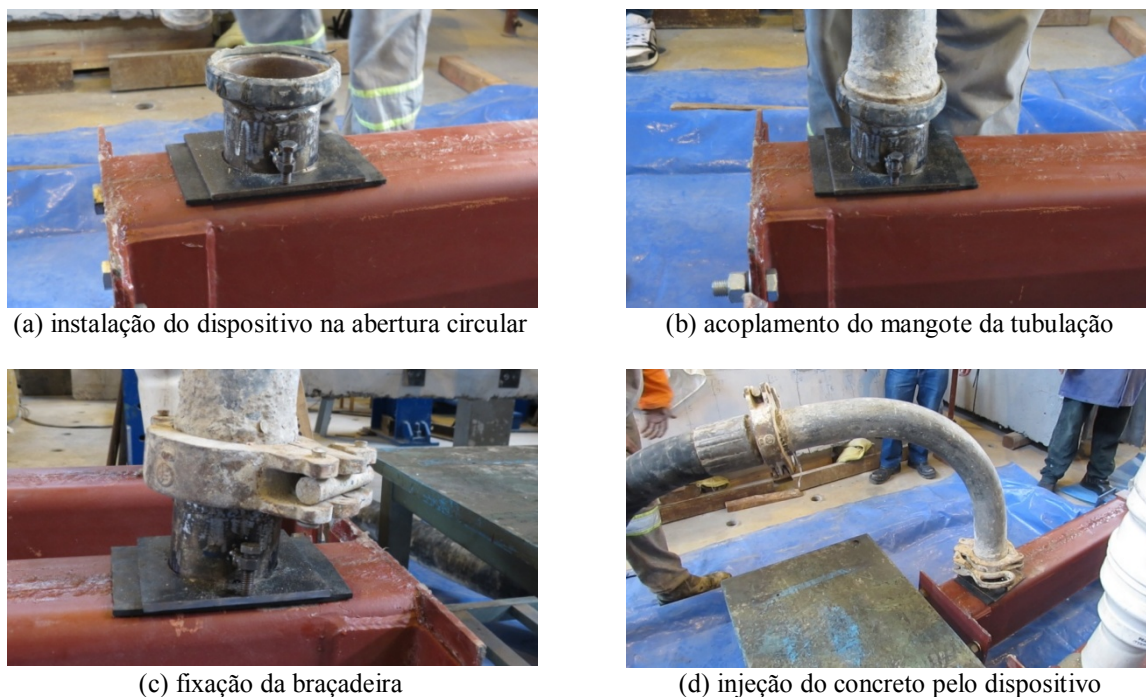


Figura 5.6 - Ensaios de concretagem: dispositivo metálico para concretagem com pressão

Quanto ao processo de preenchimento do interior do tubo de aço, tanto o ensaio de concretagem sem pressão (CON-VM-SP) como o ensaio de concretagem com pressão (CON-VM-CP) apresentaram-se eficientes. A duração do ensaio, isto é, o tempo transcorrido desde o início da injeção do concreto no interior do tubo por uma extremidade até o seu término, caracterizado pela saída do concreto na extremidade oposta, foi de 3 minutos, aproximadamente, para ambos os protótipos. Considerando-se o comprimento de 12 m dos protótipos dos ensaios de concretagem, essa duração foi avaliada como bastante satisfatória, viabilizando, em termos práticos, a concretagem de vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto, em escala real, na posição horizontal.

Na Fig. 5.8 são apresentadas imagens do instante da saída do concreto pelas aberturas circulares projetadas nas extremidades dos dois protótipos dos ensaios de concretagem para o escoamento do concreto após o término do preenchimento do interior do tubo.



Figura 5.7 – Ensaios de concretagem: instalação dos dispositivos para lançamento do concreto



(a) concretagem sem pressão



(b) concretagem com pressão

Figura 5.8 - Ensaios de concretagem: término do preenchimento dos tubos de aço

O dispositivo metálico para o lançamento do concreto no interior do tubo mostrou-se de fácil manuseio e rápida fixação na abertura circular na face superior do tubo de aço retangular. Devido à sua altura bastante reduzida em relação à do funil de PVC, este dispositivo apresentou-se como uma ótima opção para o preenchimento das vigas mistas em obras de edificações com estruturas tubulares. Finalmente, a mistura do concreto autoadensável e autonivelante fornecido pela LafargeHolcim mostrou-se bastante adequada para o preenchimento dos tubos na posição horizontal, permitindo uma concretagem de fácil exequibilidade.

5.3.3 Desmoldagem dos protótipos

A desforma dos protótipos ocorreu oito meses, em média, após a concretagem dos tubos. Nas figs. 5.9 e 5.10 são apresentadas imagens que ilustram o processo de desforma e um corte transversal do núcleo de concreto dos protótipos CON-VM-SP e CON-VM-CP, respectivamente.

Em ambos os protótipos, foi possível avaliar macroscopicamente que o concreto autoadensável e autonivelante, no seu estado endurecido, apresentou-se homogêneo (distribuição homogênea do agregado graúdo na matriz cimentícia) e pouco poroso. As faces inferior e laterais do núcleo de concreto apresentaram-se bem acabadas e lisas. Entretanto, a face superior apresentou-se bastante irregular, com inúmeras discontinuidades de concretagem (bolsões de ar) com diferentes formatos, comprimentos, larguras e profundidades. Na Fig. 5.11 são apresentadas imagens que destacam o padrão dessas discontinuidades. Em determinadas regiões, localizadas aleatoriamente ao longo do comprimento do protótipo, estas discontinuidades mostraram-se relativamente grandes conforme ilustrado na Fig. 5.12.

Foi realizada uma avaliação dessas discontinuidades de concretagem ao longo do comprimento de ambos os protótipos. A cada metro linear, mediu-se a profundidade de cinco discontinuidades escolhidas aleatoriamente no entorno da região. O protótipo concretado sem pressão (CON-VM-SP) apresentou discontinuidades com profundidade média igual a 1,97 mm, enquanto que no protótipo concretado com pressão (CON-VM-CP), essa profundidade média foi de 2,99 mm.

Liao *et al.* (2011) estudaram a influência de imperfeições iniciais no núcleo de concreto no comportamento de pilares curtos e vigas constituídos de tubos de aço circulares preenchidos com concreto. Dois tipos de imperfeições, denominadas *gaps*, foram identificadas nos elementos tubulares de aço preenchidos com concreto: tipo circunferencial e tipo calota esférica, conforme ilustrado na Fig. 5.13. A imperfeição do tipo circunferencial (Fig. 5.13a) é geralmente causada pela retração do concreto na direção radial e aparece em elementos verticais de estruturas tubulares de aço preenchidas com concreto. A imperfeição na forma de uma calota esférica (Fig. 5.13b) ocorre em elementos horizontais de pontes em arcos tubulares de aço preenchidos com concreto ou de estruturas treliçadas tubulares de aço preenchidas com concreto. Esse tipo de imperfeição origina-se a partir do processo construtivo sendo possivelmente devida à presença de ar aprisionado associada ao próprio assentamento do concreto no interior do tubo de aço.



(a) vista

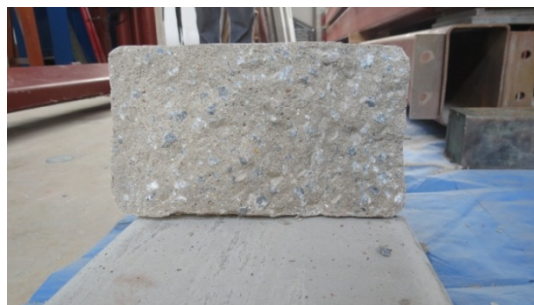


(b) corte

Figura 5.9 - Ensaio de concretagem: desforma do protótipo CON-VM-SP (sem pressão)



(a) vista



(b) corte

Figura 5.10 - Ensaio de concretagem: desforma do protótipo CON-VM-CP (com pressão)



(a) concretagem sem pressão



(b) concretagem com pressão

Figura 5.11 - Ensaio de concretagem: padrão de descontinuidades na face superior do núcleo



(a) concretagem sem pressão



(b) concretagem com pressão

Figura 5.12 - Ensaio de concretagem: grandes descontinuidades na face superior do núcleo

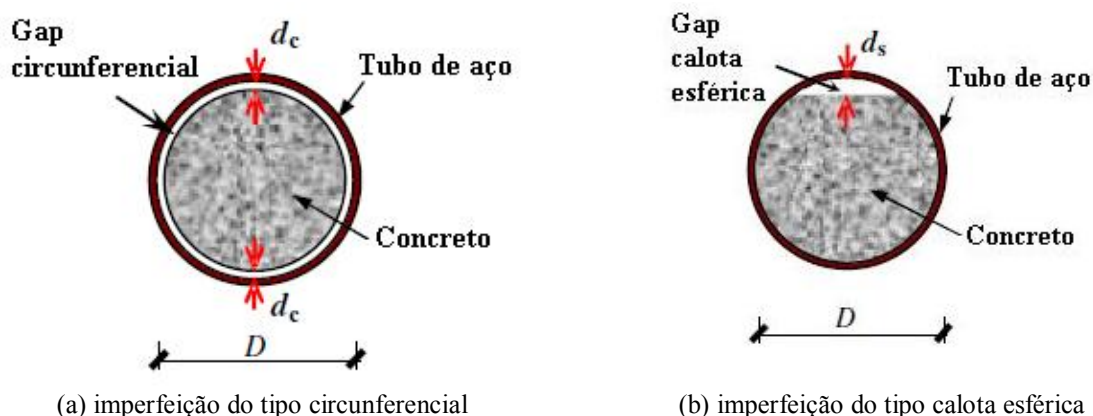


Figura 5.13 – Tipos de imperfeição no núcleo de concreto

Fonte: Liao *et al.*, 2011

Especificamente para os elementos tubulares de aço preenchidos com concreto com imperfeição do tipo calota esférica, a razão de imperfeição χ foi definida pela razão entre a dimensão da imperfeição d_s e o diâmetro do tubo D , ou seja, $\chi = d_s/D$, expressa em %. Conforme mostrado na Fig. 5.13b, d_s denota a máxima distância entre o topo do núcleo de concreto e a superfície interna do tubo de aço.

No estudo experimental, foram ensaiados sete protótipos de vigas, sendo um de viga tubular puramente de aço, um de viga de aço tubular preenchida com concreto sem imperfeição, dois de vigas de aço tubulares preenchidas com concreto com imperfeição do tipo circunferencial e três de vigas de aço tubulares de aço preenchidas com concreto com imperfeição do tipo calota esférica (neste caso, razões de imperfeição iguais a 2,2 %, 4,4 % e 6,6 %, correspondentes a imperfeições d_s iguais a 4 mm, 8 mm e 12 mm, respectivamente, para tubos de aço circulares com diâmetro D igual a 180 mm). Os protótipos foram produzidos com tubos de aço formados a frio (resistência ao escoamento igual a 360 MPa) e os protótipos mistos foram preenchidos com concreto autoadensável (resistência à compressão média, avaliada através de ensaios de corpos-de-prova cúbicos, igual a 64,1 MPa). As imperfeições foram introduzidas por meio de moldes especiais os quais foram removidos uma semana após a concretagem. Os protótipos foram ensaiados à flexão de quatro pontos sendo que os protótipos com imperfeição do tipo calota esférica foram posicionados com a imperfeição localizada no topo da seção transversal (região comprimida).

Os autores concluíram que, aumentando-se a razão de imperfeição de 2,2 % para 6,6 %,: (i) a capacidade resistente ao momento fletor diminui de 2 % até 14 % em relação à da viga mista sem imperfeição; e (ii) a rigidez à flexão inicial diminui de 1 % até 9 % em relação à da viga mista sem imperfeição. Adicionalmente, os autores concluíram que as normas chinesa e europeia superestimam a capacidade resistente ao momento fletor das vigas mistas com imperfeição do tipo calota esférica quando a razão de imperfeição é superior a 2,2 %.

Estudos experimentais sobre o comportamento de tubos de aço preenchidos com concreto submetidos à flexão pura relataram a ocorrência de uma pequena retração longitudinal no topo dos protótipos concretados na posição vertical e mantidos nesta posição durante todo o período de cura até a data do ensaio à flexão. Para preencher a lacuna devida à retração e nivelar o topo do núcleo de concreto com o topo do tubo de aço, foi empregado epóxi de alta resistência (Han, 2004) ou argamassa de cimento de alta resistência (Gho e Liu, 2004) (Jiang *et al.*, 2013). Os ensaios de flexão foram realizados com os protótipos posicionados horizontalmente. Não foi relatada qualquer imperfeição do tipo circunferencial (em tubos circulares) ou perimetral (em tubos quadrados ou retangulares) devido à retração do concreto na direção radial. Portanto, é possível assumir que nos estudos experimentais descritos na revisão bibliográfica (ver Cap. 2), os protótipos de vigas mistas tubulares de aço preenchidos com concreto ensaiados não apresentaram qualquer tipo de imperfeição que pudesse influenciar negativamente o seu comportamento à flexão.

Nesta pesquisa, a influência das discontinuidades ou imperfeições iniciais, ocorrentes na face superior do núcleo de concreto e oriundas do processo de preenchimento do tubo na posição horizontal, no comportamento das vigas mistas de aço tubulares retangulares preenchidas com concreto, foi avaliada experimentalmente e sua modelagem foi considerada na análise numérica (ver item 7.2.9).

5.4 Ensaios de flexão

5.4.1 Preparativos pré-concretagem

5.4.1.1 Medição dos protótipos

A aferição das medidas reais das dimensões da seção transversal dos protótipos dos ensaios de flexão foi realizada previamente ao preenchimento com concreto dos tubos de aço. Os procedimentos adotados para essa medição, bem como os valores aferidos para as dimensões dos protótipos foram descritos anteriormente no item 3.7.

5.4.1.2 Instrumentação da armadura

Para monitorar a deformação normal específica longitudinal no aço da armadura passiva tracionada na seção central ($L_0/2$) foram usados extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais (marca Kyowa, modelo KFG-5-120-C1-11, específico para o aço, com k_{sg} igual a 2,10 e comprimento de 5 mm). Nos protótipos de viga mista sem laje colaborante com taxa de armadura baixa (FLX-VM-SL-TB), foi instalado um extensômetro em uma das barras de bitola 16 mm, posicionada na primeira camada. O extensômetro foi designado AS1. Nos protótipos de viga mista sem laje colaborante com taxa de armadura alta (FLX-VM-SL-TA) e nos protótipos de viga mista com laje colaborante (FLX-VM-CL), foram instalados um extensômetro em uma barra de bitola 16 mm, posicionada na primeira camada, e um extensômetro em uma barra de bitola 16 mm, posicionada na segunda camada. Os extensômetros foram designados AS1 e AS2, respectivamente.

A deformação normal específica longitudinal no concreto do núcleo na seção central ($L_0/2$) foi medida indiretamente por extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais (marca Kyowa, modelo KFG-5-120-C1-11) instalados nas duas barras de bitola 5 mm amarradas aos estribos na região comprimida. Essas barras de amarração não desempenharam qualquer função estrutural. Os extensômetros foram designados CN1 e CN2.

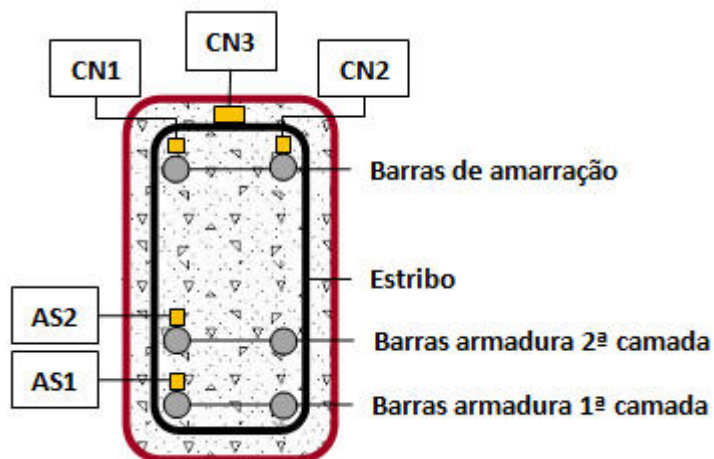


Figura 5.14 – Ensaio de flexão: designação dos extensômetros na armadura

Analogamente, a deformação normal específica transversal no concreto do núcleo comprimido na seção central ($L_0/2$) foi monitorada por um extensômetro elétrico de resistência (EER) uniaxial (marca Kyowa, modelo KFG-5-120-C1-11) instalado na perna superior do estribo de bitola 5 mm. O extensômetro foi designado CN3. Na Fig. 5.14 é ilustrada esquematicamente a localização e a designação dos extensômetros instalados nas barras da armadura, na seção central.

Para a instalação dos extensômetros nas barras da armadura, a superfície de colagem recebeu preparo adequado, incluindo as seguintes etapas básicas: desengraxamento, abrasão, condicionamento químico e neutralização. A execução destas etapas teve por objetivo fornecer à superfície um estado de limpeza e neutralidade química, bem como uma rugosidade ótima. A abrasão da superfície teve por finalidade a remoção das nervuras, bem como o fornecimento de uma rugosidade adequada ao aço e ao tipo de adesivo usado. Em análise experimental de tensões é desejável uma superfície relativamente polida. O adesivo utilizado foi o cianoacrilato, amplamente utilizado em extensometria, particularmente em análise de tensões, por ter cura muito rápida e ser facilmente aplicado. Para espalhar o adesivo em um filme fino, fez-se uso da pressão de um dedo polegar. Para transmitir os sinais elétricos dos extensômetros ao equipamento de medição utilizou-se cabos de conexão AF 4×26 AWG (E), encapados com PVC. Como cobertura protetora dos extensômetros, utilizou-se fita isolante, um produto à base de PVC, de cor preta. Finalmente, sobre a fita isolante, aplicou-se silicone com a finalidade de vedação e proteção dos extensômetros contra

a umidade do concreto no estado fresco. Na Fig. 5.15 são apresentadas imagens mostrando a sequência dessas etapas.

5.4.1.3 Instalação de espaçadores

Para se garantir o cobrimento c da armadura especificado no projeto (25 mm) e permitir o posicionamento das armações no interior do tubo de aço, foram instalados espaçadores (distanciadores) de plástico nas pernas laterais e inferior dos estribos de bitola de 5 mm, espaçados a cada 50 cm. Os espaçadores foram adquiridos da MaqBlocos, uma empresa que trabalha com acessórios para a construção civil, localizada em Belo Horizonte, MG. Na Fig. 5.16 é mostrado um detalhe dos espaçadores e uma vista geral da instalação dos espaçadores nos estribos das armações das vigas mistas.

5.4.1.4 Inserção das armações

Após a instrumentação da armadura e a instalação dos espaçadores, as armações foram inseridas no interior dos seus respectivos protótipos devidamente identificados conforme imagens apresentadas na Fig. 5.17.

Excepcionalmente, os protótipos das vigas mistas sem laje e com tratamento da superfície interna da parede do tubo de aço (FLX-VM-SL-CT) receberam o preparo da superfície antes da inserção da armação. O preparo consistiu na lubrificação da parede interna do tubo de aço com cera desmoldante para fôrmas metálicas. Salienta-se que a parede interna desses protótipos recebeu uma pintura com tinta anticorrosiva na etapa de fabricação. Inicialmente, testou-se o uso de um rolo para pintura de lã de carneiro acoplado à extremidade de um cabo extensor de 3 m de comprimento (Fig. 5.18a). Entretanto, esse método apresentou-se deficiente na lubrificação dos cantos curvos, devido à própria geometria do rolo.



(a) preparação da superfície



(b) colagem do extensômetro



(c) soldagem do cabo aos terminais



(d) proteção com fita isolante e vedação com silicone



(e) etiquetas de identificação dos cabos

Figura 5.15 – Ensaio de flexão: instrumentação da armadura



(a) espaçadores



(b) instalação dos espaçadores

Figura 5.16 – Ensaio de flexão: instalação de espaçadores

Um método alternativo foi improvisado utilizando uma espuma grossa cortada na forma retangular com dimensões um pouco maiores que as dimensões internas do tubo de aço. A espuma foi fixada a duas placas de madeira e untada abundantemente com cera desmoldante

em toda a superfície de sua espessura (Fig. 5.18b). A uma das placas de madeira foi amarrada uma corda. O aparato foi introduzido numa extremidade e puxado através da corda pela extremidade oposta (Fig. 5.18c). Ao percorrer o comprimento do tubo, a espuma lubrificou a superfície interna do tubo. O processo foi repetido três vezes, em cada protótipo, para se garantir uma boa lubrificação (Fig. 5.18d).

5.4.1.5 Confeção de fôrma para a laje

Para a concretagem das lajes maciças foram confeccionadas fôrmas de madeira utilizando-se painéis compensados industrializados resinados de dimensões 2,2 m × 1,1 m × 18 mm. Para os cavaletes de sustentação e nivelamento das fôrmas, empregou-se pontaletes de 80 mm × 80 mm e sarrafos 20 mm × 80 mm, ambos de pinus. O material para a confecção das fôrmas de madeira foi adquirido da Madeiras Paraíso, madeireira localizada no bairro São Francisco, em Belo Horizonte, MG. A confecção e montagem das fôrmas foi executada pelo setor de carpintaria do Departamento de Manutenção e Operação da Infraestrutura (DEMAI) da UFMG. Na Fig. 5.19 é apresentada uma imagem de um protótipo FLX-VM-CL com a fôrma da laje de concreto já confeccionada. Observa-se que os cavaletes foram igualmente espaçados, com espaçamento de 50 cm e destaca-se os travamentos da fôrma.

Devido às limitações de espaço no interior do LAEES, os protótipos FLX-VM-CL foram posicionados na área lateral externa ao laboratório para confecção e montagem das fôrmas bem como para serem reservados até a data do ensaio de flexão. Prevendo-se a necessidade de içamento e transporte dos protótipos com laje maciça já concretados para o interior do laboratório, foi projetada uma alça para facilitar o içamento através de um caminhão *munck*. Esta alça consistiu de uma barra de aço CA-50, de bitola de 10 mm, dobrada em uma forma e com dimensões tais que possibilitassem sua colocação por baixo do tubo de aço e a passagem das “pernas” da alça rente às laterais do tubo, atravessando toda a altura da laje.



(a) vista



(b) vista

Figura 5.17 – Ensaio de flexão: inserção da armadura passiva



(a) lubrificação com rolo



(b) lubrificação com espuma



(c) corda fixada ao aparato



(d) superfície lubrificada

Figura 5.18 – Ensaio de flexão: tratamento da superfície interna

Cada protótipo recebeu duas alças que foram posicionadas em pontos situados a 1,5 m da extremidade do tubo, de tal forma que sua localização não fosse coincidente com os pontos de aplicação das cargas concentradas. Na região da laje, as “pernas” da alça foram envolvidas com uma proteção visando eliminar qualquer aderência entre o concreto da laje e a armadura da alça. Essa proteção foi improvisada utilizando-se mangueira eletroduto preta e lisa.

Na Fig. 5.20a é mostrada a alça para o içamento dos protótipos destacando-se sua forma e dobras. Na Fig. 5.20b é mostrada a alça já posicionada em um protótipo FLX-VM-CL e devidamente protegida. Na Fig. 5.21a é apresentado em detalhe o sistema de içamento projetado e a Fig. 5.21b mostra um protótipo de viga mista com laje colaborante sendo içado e transportado para o interior do laboratório.



(a) vista



(b) perspectiva

Figura 5.19 – Ensaios de flexão: fôrma da laje de concreto



(a) detalhe da alça



(b) instalação e proteção da alça

Figura 5.20 – Ensaios de flexão: alça para içamento das vigas mistas com laje colaborante



Figura 5.21 – Ensaio de flexão: içamento das vigas mistas com laje colaborante

Previamente à concretagem dos protótipos com laje maciça, as fôrmas das lajes foram vedadas com silicone nas regiões rentes ao tubo de aço, às alças de içamento e nas junções das laterais e fundo. Ao posicionar a armação da laje sobre a fôrma (Fig. 5.22), eventuais interferências desta armadura com os conectores de cisalhamento já soldados ao perfil foram verificadas e corrigidas *in loco*. Finalmente, após o término da confecção da fôrma das lajes e após a inserção das armações das lajes sobre as fôrmas, os protótipos foram cobertos com uma lona plástica impermeável para proteger as fôrmas e as armações contra as intempéries até a data da concretagem, conforme ilustrado na Fig. 5.23.

5.4.1.6 Fechamento das extremidades

Os protótipos de vigas mistas foram fechados nas duas extremidades, parafusando-se as chapas às cantoneiras assentadas sobre as almas dos tubos, conforme mostrado na Fig 5.24. Ao redor da ligação chapa-cantoneiras, utilizou-se silicone para vedar quaisquer aberturas pelas quais poderia ocorrer vazamento da nata do concreto durante a concretagem.

5.4.2 Concretagem dos protótipos

Foram executados os mesmos procedimentos empregados na primeira etapa de concretagem. Nesta segunda etapa de concretagem, o concreto autoadensável e autonivelante foi fornecido pela central da LafargeHolcim, localizada em Contagem, na região metropolitana de Belo Horizonte, MG.

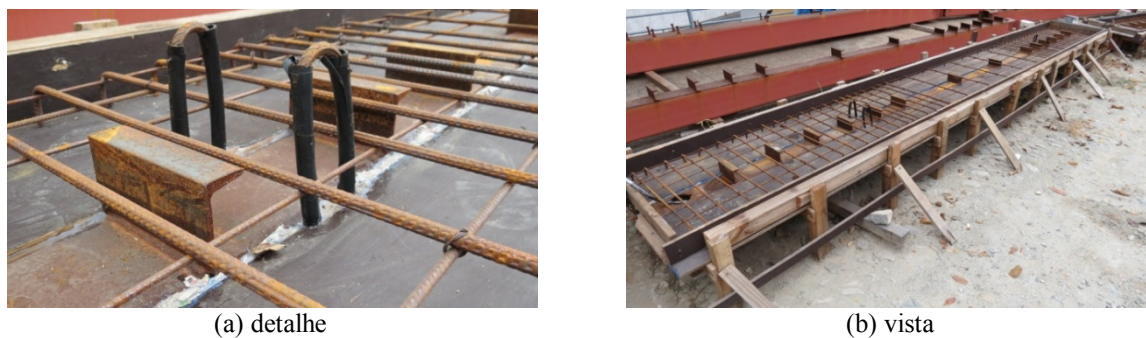


Figura 5.22 – Ensaio de flexão: inserção da armação da laje sobre a fôrma



Figura 5.23 – Ensaio de flexão: proteção da fôrma e da armação da laje contra as intempéries



Figura 5.24 – Ensaio de flexão: fechamento das extremidades

Inicialmente, testou-se o preenchimento dos tubos sem pressão, empregando-se o funil de PVC. Entretanto, diferentemente dos ensaios de concretagem, o método sem pressão apresentou dificuldades para a mistura de concreto fornecida nesta etapa. Desta forma, empregou-se o método de concretagem sob pressão, utilizando o dispositivo metálico acoplado ao tubo de aço na abertura circular e conectado ao mangote da tubulação, para injetar o concreto no interior dos protótipos dos ensaios de flexão. Primeiramente, foram concretados os doze protótipos de vigas mistas sem laje colaborante, localizados no interior do laboratório (Fig. 5.25).

Na sequência, foram moldados 30 corpos-de-prova cilíndricos para caracterização do concreto no estado endurecido, correspondente ao lote inicial da concretagem (Fig. 5.26). Os três protótipos de vigas mistas com laje colaborante, localizados na área externa ao laboratório, foram concretados em seguida (Fig. 5.27). Por fim, um segundo grupo de 30 corpos-de-prova cilíndricos foram moldados para caracterização do concreto no estado endurecido, correspondente ao lote final da concretagem. O concreto excedente foi usado na concretagem de três blocos de apoio de concreto armado com dimensões 100 cm × 50 cm / 50 cm, correspondendo a um volume unitário 0,25 m³ (Fig. 5.28). Após o término da concretagem, os protótipos de vigas mistas foram mantidos em suas posições originais e intactos até serem reposicionados para se proceder à marcação do tubo e à instrumentação do perfil de aço e da laje de concreto.

5.4.3 Cura das lajes

Após a concretagem das lajes maciças, procedeu-se à etapa de cura tão logo se iniciou a pega do concreto. Inicialmente, procedeu-se à uma cura química na qual foi usado o agente de cura para concreto Antisol[®]-Pav, do fabricante Sika. Esse agente de cura apresenta aspecto líquido e cor branca. O agente não afeta a pega e permite que o concreto cure eficientemente, minimizando retrações e microfissuras superficiais. Adicionalmente, o produto garante o atingimento da resistência planejada. O agente de cura foi aspergido sobre toda a superfície do concreto tão logo se observou que a toda a água superficial havia evaporado, fato constatado pela perda do brilho superficial do concreto. O agente de cura foi aplicado utilizando-se um pulverizador manual, formando um filme fino ou membrana de cura que funcionou como barreira contra a perda de água do concreto (Fig. 5.29a). A aspersão do agente sobre as lajes foi realizada durante as primeiras 24 horas, de 2 em 2 horas. Ao término desse período, procedeu-se à cura úmida. Para cobrir as lajes, empregou-se sacos de juta 70 cm × 100 cm, adquiridos da Sacaria São Jorge, Belo Horizonte, MG. Durante um período de 10 dias, as lajes foram mantidas úmidas superficialmente (Fig. 5.29b). Após o período de cura úmida, os sacos de juta foram retirados e as lajes ficaram expostas ao ar livre até a movimentação dos

protótipos para o interior do laboratório onde seria realizada a marcação e instrumentação dos mesmos.



(a) ordem sequencial para a concretagem



(b) proteção dos cabos dos extensômetros



(c) injeção do concreto sob pressão



(d) término da concretagem

Figura 5.25 – Ensaio de flexão: concretagem dos protótipos sem laje colaborante



(a) lotes de moldes dos cps



(b) moldes do primeiro lote de cps



(c) moldagem do primeiro lote de cps



(b) término da moldagem do primeiro lote de cps

Figura 5.26 – Ensaio de flexão: moldagem dos corpos-de-prova



(a) injeção do concreto sob pressão no interior do tubo



(b) saída do concreto após o preenchimento do tubo



(c) concretagem da laje – fase inicial



(d) concretagem da laje – fase intermediária



(e) concretagem da laje – fase final



(f) término da concretagem

Figura 5.27 – Ensaio de flexão: concretagem dos protótipos com laje colaborante



(a) fôrma e armação



(b) concretagem

Figura 5.28 – Ensaio de flexão: concretagem dos blocos de apoio



(a) cura química: aspersão do agente de cura



(b) cura química: aspersão do agente de cura



(c) cura química: filme fino ou membrana de cura



(d) cura úmida: sacos de juta

Figura 5.29 – Ensaio de flexão: cura das lajes de concreto

5.4.4 Preparativos pós-concretagem

5.4.4.1 Marcação dos protótipos

A marcação do protótipo consistiu na medição e na identificação de distâncias ao longo do seu comprimento, em relação à extremidade esquerda do protótipo. As distâncias foram medidas com uma trena de 5 m de comprimento, com precisão de milímetro. Foram medidas e identificadas com etiquetas as seguintes distâncias: seção do apoio móvel ($x = 0$ mm), seção de aplicação da primeira carga concentrada ($x = L_o/3 = 1900$ mm), seção central ($x = L_o/2 = 2850$ mm), seção de aplicação da segunda carga concentrada ($x = 2L_o/3 = 3800$ mm) e seção do apoio fixo ($x = L_o = 5700$ mm), onde L_o é igual a 5700 mm. Para fins de padronização nas marcações dos protótipos, a seção do apoio móvel ($x = 0$ mm) foi sempre localizada a 150 mm da extremidade esquerda do protótipo. Procedendo-se dessa forma, a distância entre a seção do apoio fixo e a extremidade direita do protótipo variou em função da variação no comprimento real dos tubos de aço. Porém, todas as demais distâncias mantiveram-se constantes.

5.4.4.2 Instrumentação do perfil de aço

Para monitorar a deformação específica longitudinal no aço do perfil na seção central, foram usados extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais (marca Kyowa, modelo KFG-5-120-C1-11). Na parte plana da mesa superior, foram instalados dois extensômetros, designados APS1 e APS2. Similarmente, na parte plana da mesa inferior, foram instalados dois extensômetros, designados API1 e API2. Na parte plana da alma anterior, foram instalados cinco extensômetros, designados APA1, APA2, APA3, APA4 e APA5 (numerados de forma crescente de cima para baixo). Excepcionalmente, nos protótipos de vigas mistas com laje colaborante, FLX-VM-CL, não foram instalados extensômetros na mesa superior. Na Fig. 5.30 é ilustrado o esquema da localização e da designação dos extensômetros instalados no perfil de aço, na seção central. A instrumentação do tubo de aço nas superfícies da alma anterior e da mesa superior é mostrada na Fig. 5.31.

Para a perfeita adesão dos extensômetros no aço, a superfície de colagem recebeu o mesmo preparo dado à superfície das barras da armadura. Nesse caso, entretanto, a abrasão da superfície teve por finalidade a remoção da pintura anticorrosiva aplicada aos protótipos na etapa de fabricação, além de promover uma rugosidade adequada. Adicionalmente, após a abrasão, fez-se o traçado das linhas de referência para orientação dos extensômetros.

5.4.4.3 Instrumentação da laje de concreto

Para monitorar a deformação específica longitudinal no concreto da laje na seção central foram usados extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais (marca Kyowa, modelo KC-80-120-A1-11). Foram instalados quatro extensômetros na superfície superior da laje dos protótipos FLX-CM-CL: dois na metade anterior, designados CLSA1 e CLSA2, e dois na metade posterior, designados CLSP1 e CLSP2. A superfície inferior da laje foi instrumentada similarmente: dois extensômetros foram instalados na metade anterior, designados CLIA1 e CLIA2, e dois na metade posterior, designados CLIP1 e CLIP2. Na Fig. 5.32 é ilustrado o esquema da localização e da designação dos extensômetros instalados na laje de concreto maciça, na seção central. A instrumentação da laje nas superfícies superior e inferior é mostrada na Fig. 5.33.

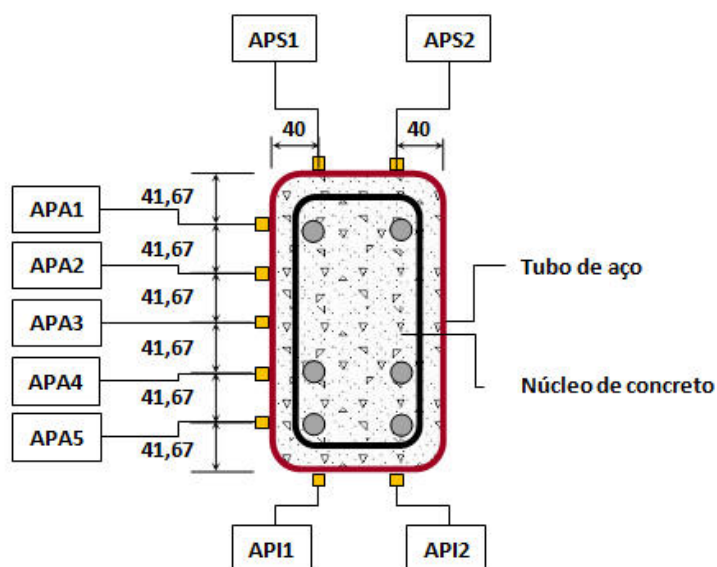


Figura 5.30 – Ensaio de flexão: designação dos extensômetros no perfil de aço

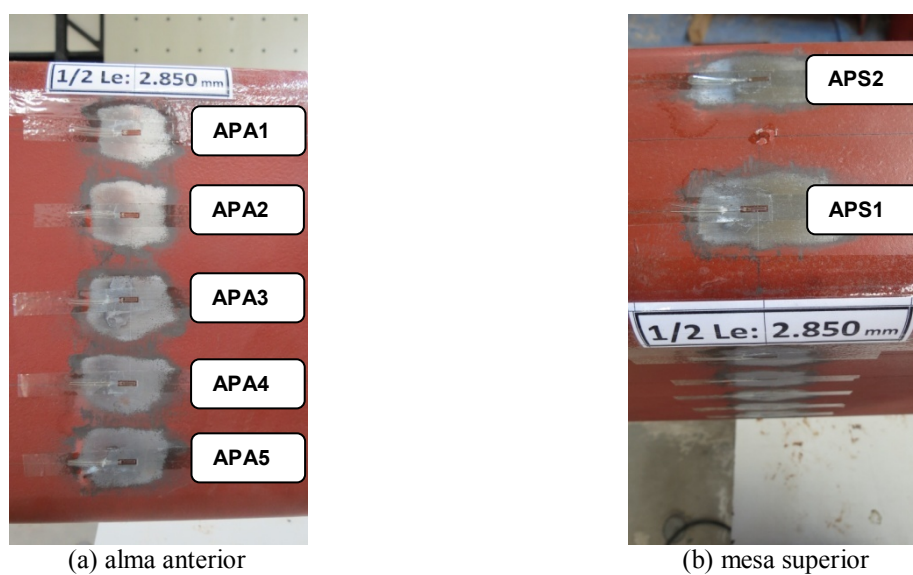


Figura 5.31 – Ensaio de flexão: instrumentação do perfil de aço

Para a perfeita adesão dos extensômetros no concreto, a superfície de colagem recebeu tratamento especial que consistiu no desbaste superficial do concreto por lixamento mecanizado (lixa de grana 100), no aplainamento, também mecanizado (lixa de grana 150), na aplicação de massa niveladora de resina poliéster (massa plástica) por espatulamento e acabamento final por lixamento mecanizado e manual (lixa de grana 150 ou 180). Na Fig. 5.34 são apresentadas imagens das etapas desse tratamento da superfície da laje.

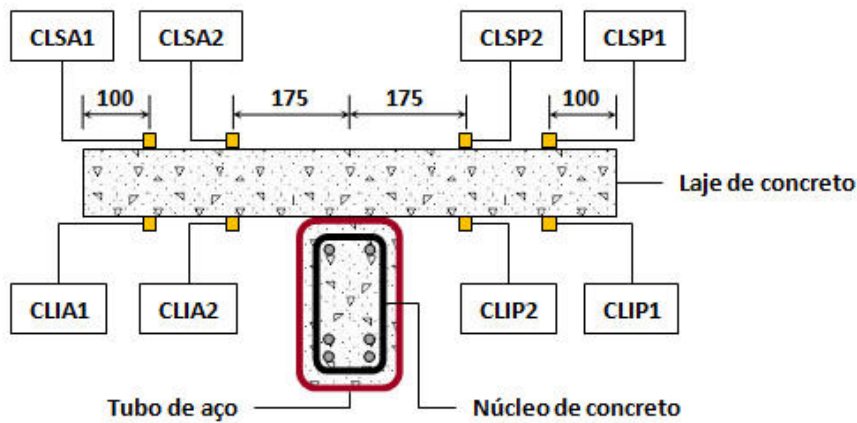


Figura 5.32 – Ensaio de flexão: designação dos extensômetros na laje de concreto

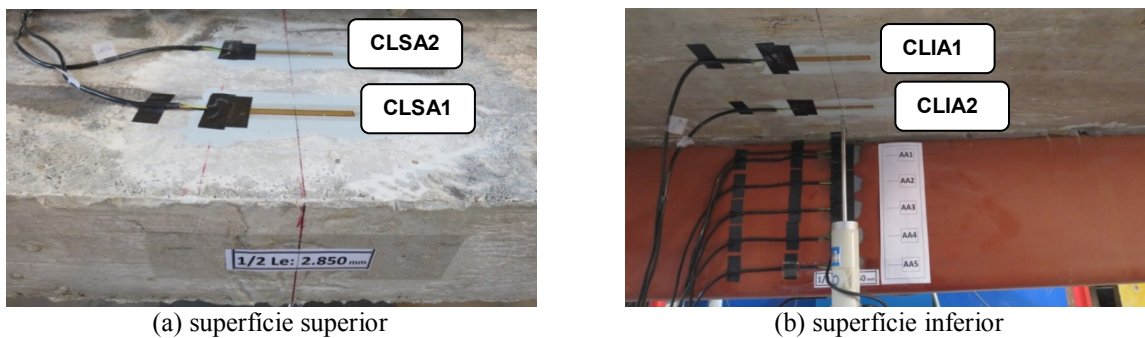


Figura 5.33 – Ensaio de flexão: instrumentação da laje

5.4.4.4 Preparação da superfície da laje nas regiões de aplicação de carga

Nos ensaios de flexão dos protótipos de vigas mistas com laje colaborante (FLX-VM-CL), a viga de transmissão apoiou-se diretamente sobre a laje de concreto. Para evitar a concentração de tensões e o esmagamento do concreto na região de introdução das forças transversais localizadas, projetou-se a colocação de uma chapa de aço quadrada de dimensões $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$. Sobre essa chapa, foram assentados uma chapa de aço quadrada ($150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$) e um rolete de aço ($150 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$), simulando o apoio articulado móvel em ambos os lados da viga de transmissão. A superfície do concreto para apoio das chapas de introdução das forças transversais localizadas nas vigas mistas foi desbastada por lixamento manual (lixa de grana 100), seguido da aplicação de massa plástica por espatulamento e imediatos assentamento e nivelamento da placa. Entre a massa plástica e a chapa de aço foi colocado filme de plástico para evitar a aderência entre os dois materiais. Na Fig. 5.35 são apresentadas imagens das etapas desse procedimento.



(a) desbaste por lixamento mecanizado



(b) aplainamento mecanizado



(c) preparação da massa plástica



(d) aplicação da massa plástica



(e) acabamento por lixamento mecanizado



(f) acabamento por lixamento manual



(g) superfície preparada e marcação

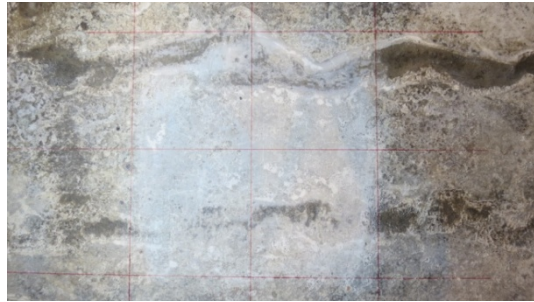


(h) colagem do extensômetro

Figura 5.34 – Ensaio de flexão: tratamento da superfície da laje para colagem dos extensômetros



(a) lixamento



(b) marcação



(c) preparação da massa plástica



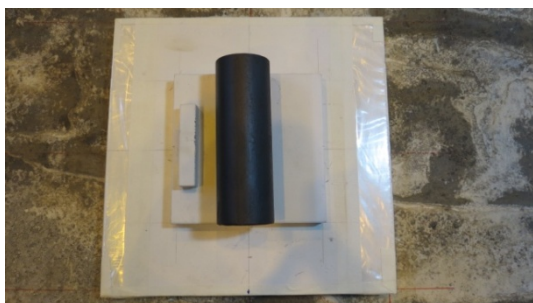
(d) aplicação da massa plástica



(e) superfície preparada



(f) chapa de aço assentada e nivelada



(g) chapa de aço e rolete (vista superior)



(h) chapa de aço e rolete (vista frontal)

Figura 5.35 – Ensaio de flexão: preparação da superfície da laje para apoiar a viga de transmissão

5.4.4.5 Apicoamento do concreto nas aberturas circulares

Na preparação do protótipo para o ensaio de flexão, o concreto endurecido que ficou aderido ao longo da espessura do tubo na região das aberturas circulares foi retirado por meio de apicoamento com talhadeira e marreta leve, para não provocar fissuração no concreto no interior do tubo de aço (Fig 5.36). Através desse procedimento, procurou-se evitar que esse contato oferecesse qualquer impedimento mecânico ao deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto.



(a) extremidade do apoio móvel ($x = 0$ mm)



(b) extremidade do apoio fixo ($x = 5700$ mm)

Figura 5.36 – Ensaio de flexão: apicoamento do concreto nas aberturas circulares

5.4.4.6 Remoção do sistema de fechamento das extremidades

Previamente à realização do ensaio de flexão, o sistema de fechamento de ambas as extremidades do protótipo foi removido, deixando as extremidades livres para permitir qualquer deslizamento relativo entre o perfil de aço tubular e o núcleo de concreto durante o ensaio. Procurou-se investigar a situação mais crítica na eventual perda da ação solidária entre os dois componentes.

5.4.5 Ensaio de flexão

O esquema do ensaio de flexão de quatro pontos para as vigas de aço (protótipos FLX-VA) é ilustrado na Fig. 5.37. Observa-se a instalação de três transdutores de deslocamento vertical (marca Kyowa, com capacidade de leitura de 100 mm): um instalado na seção central, situada a $L_0/2$ (TD1) e dois instalados nas seções de aplicação das cargas concentradas: a primeira, situada a $L_0/3$ (TD2), e a segunda, situada a $2L_0/3$ (TD3). Destaca-se ainda a instalação dos extensômetros uniaxiais na seção central. A viga rígida de transmissão apoiou-se sobre a mesa superior do tubo de aço.

O esquema do ensaio de flexão de quatro pontos para as vigas mistas sem laje colaborante (protótipos FLX-VM-SL) é ilustrado na Fig. 5.38. Esse esquema assemelha-se ao esquema de flexão para as vigas de aço (protótipos FLX-VA). Entretanto, destaca-se a instalação de dois transdutores de deslocamento horizontal (marca Kyowa, com capacidade de leitura de 50 mm) adicionais para monitorar o deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto: um instalado na extremidade esquerda (TD4) e outro na extremidade direita (TD5).

Finalmente, o esquema do ensaio de flexão de quatro pontos para as vigas mistas com laje colaborante (protótipos FLX-VM-CL) é ilustrado na Fig. 5.39. Diferentemente do esquema das vigas mistas sem laje colaborante, a viga rígida de transmissão apoiou-se sobre a laje de concreto maciça. Os transdutores de deslocamento horizontal (TD4 e TD5) foram instalados de forma a monitorar o deslizamento relativo entre a laje de concreto e o tubo de aço. Adicionalmente, foram instalados extensômetros uniaxiais nas superfícies superior e inferior da laje, na seção central, situada a $L_0/2$.

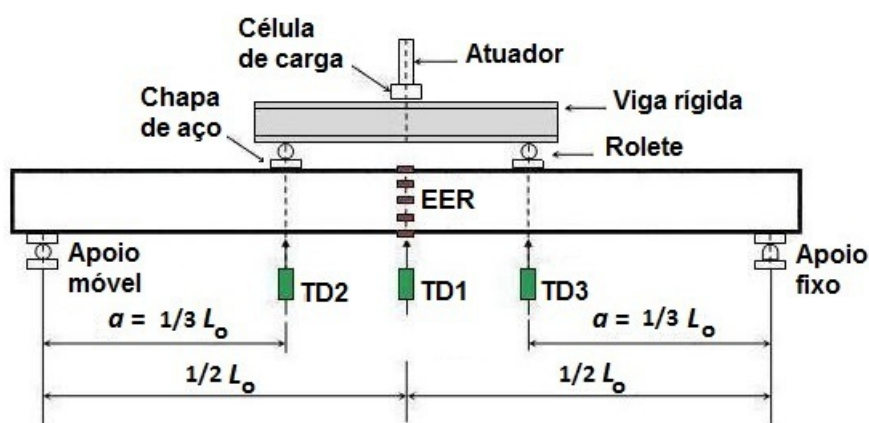


Figura 5.37 – Ensaio de flexão: esquema para as vigas de aço (protótipos FLX-VA)

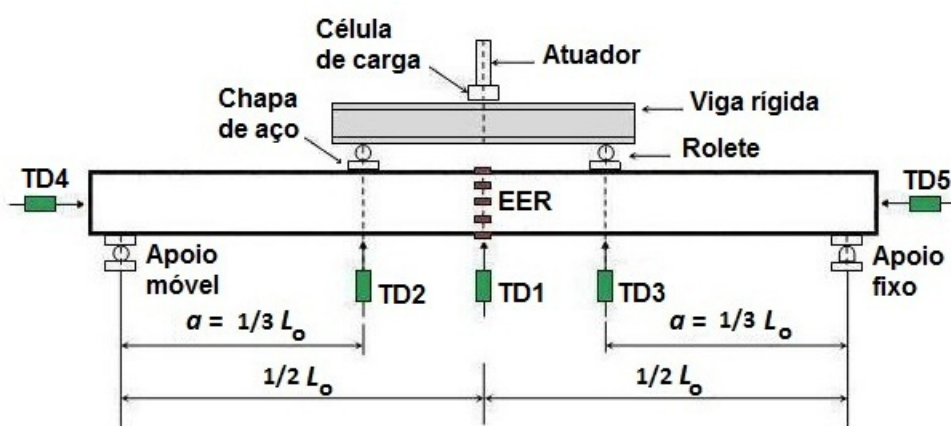


Figura 5.38 – Ensaio de flexão: esquema para as vigas mistas sem laje colaborante (protótipos FLX-VM-SL)

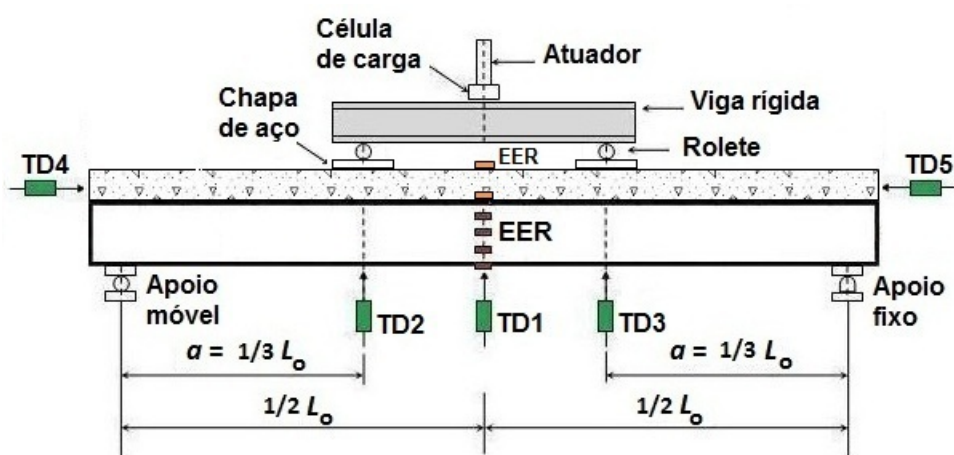


Figura 5.39 – Ensaio de flexão: esquema para as vigas mistas com laje colaborante (protótipos FLX-VM-CL)

Previamente à realização do ensaio, o protótipo de viga foi posicionado simetricamente em relação ao eixo do atuador e apoiado sobre perfis de aço de seção tipo I suficientemente rígidos em cada extremidade. Em uma das extremidades, projetou-se um apoio articulado móvel através de um rolete (50 mm × 150 mm) posicionado entre duas chapas de aço (150 mm × 150 mm × 20 mm). Na extremidade oposta, simulou-se um apoio articulado fixo de forma similar porém o deslocamento do rolete foi impedido.

Na sequência, posicionou-se, simetricamente sobre o protótipo, a viga de transmissão constituída de um perfil I de aço soldado (altura 400 mm, largura das mesas 200 mm, espessura da alma 9 mm, espessura das mesas 16 mm) de 2100 mm de comprimento. Empregou-se roletes (50 mm × 150 mm) apoiados em chapas de aço quadradas (150 mm × 150 mm × 20 mm) para simular os dois apoios articulados móveis da viga de transmissão. Cada rolete foi posicionado a 100 mm da extremidade adjacente da viga de transmissão de forma que a distância entre as linhas de centro dos roletes fosse 1900 mm, correspondente ao vão entre as duas cargas concentradas no esquema do ensaio de flexão. Finalmente, os cabos dos transdutores de deslocamento e dos extensômetros foram conectados ao sistema de aquisição de dados ADS 2002 SF2034 da LYNX, com capacidade de 32 canais. Na sequência, procedeu-se à configuração e calibração dos mesmos.

Nos ensaios de flexão foi utilizado um atuador hidráulico MTS, série 201, modelo 201.70, com capacidade de carga de 965 kN (tração) e 1460 kN (compressão), controlado por um controlador modular digital MTS FlexTest 60, com capacidade de até 8 canais de controle e até 6 estações de teste. O *script* de carregamento previamente configurado foi gerenciado pelo sistema MTS. Cada protótipo foi submetido ao ensaio de flexão em torno do eixo principal de maior inércia, sob carregamento estático, monotonamente crescente, até a ruptura ou até se atingir nitidamente a capacidade resistente ao momento fletor.

Imagens da montagem do ensaio de uma viga de aço (protótipos FLX-VA), de uma viga mista sem laje colaborante (protótipos FLX-VM-SL) e de uma viga mista com laje colaborantes (protótipos FLX-VM-CL) são apresentadas nas figs. 5.40, 5.41 e 5.42, respectivamente.



Figura 5.40 – Ensaio de flexão: montagem do ensaio da viga de aço (protótipos FLX-VA)



Figura 5.41 – Ensaio de flexão: montagem do ensaio da viga mista sem laje colaborante (protótipos FLX-VM-SL)



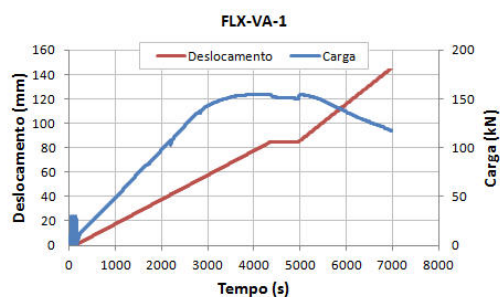
Figura 5.42 – Ensaio de flexão: montagem do ensaio da viga mista com laje colaborante (protótipos FLX-VM-CL)

Na Tab. 5.1 estão apresentadas informações referentes às propriedades dos materiais na idade de realização dos ensaios de flexão, computada em número de dias contados a partir da data da concretagem. Conforme previamente descrito (ver item 3.6.2), foram projetados e preparados quinze protótipos de vigas, sendo três protótipos idênticos para cada uma das cinco séries. Entretanto, somente dois protótipos de cada série foram efetivamente ensaiados por terem apresentado comportamentos bastante similares. O protótipo remanescente de cada série foi reservado para pesquisas futuras. Os doze ensaios de flexão foram realizados em um período de 98 dias, compreendido entre as idades 108 e 206 dias. Os valores da resistência à compressão média f_c e do módulo de elasticidade E_c do concreto foram obtidos através das Eqs. (3.4) e (3.5), apresentadas no item 3.3.5.2.

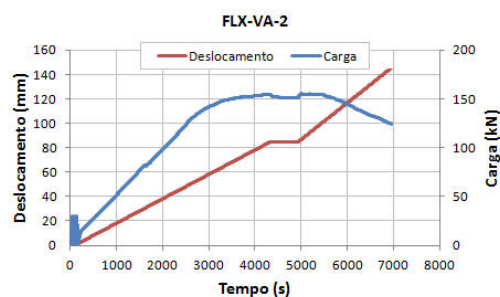
Tabela 5.1 – Ensaios de flexão: propriedades dos materiais na idade do ensaio

Protótipo (designação)	Idade dias	f_c MPa	E_c MPa	f_y MPa	f_u MPa	E_a GPa	f_{ys} MPa	f_{us} MPa	E_s GPa
FLX-VA-1	190			373,0	509,5	192,5			
FLX-VA-2	188			373,0	509,5	192,5			
FLX-VM-SL-ST-1	127	46,98	37780	373,0	509,5	192,5			
FLX-VM-SL-ST-2	108	46,16	37449	373,0	509,5	192,5			
FLX-VM-SL-CT-1	136	47,28	37902	373,0	509,5	192,5			
FLX-VM-SL-CT-2	132	47,15	37850	373,0	509,5	192,5			
FLX-VM-SL-TB-1	162	48,00	38190	373,0	509,5	192,5	558	701	210
FLX-VM-SL-TB-2	167	48,13	38240	373,0	509,5	192,5	558	701	210
FLX-VM-SL-TA-1	171	48,23	38280	373,0	509,5	192,5	558	701	210
FLX-VM-SL-TA-2	183	48,55	38407	373,0	509,5	192,5	558	701	210
FLX-VM-CL1	204	49,22	38673	373,0	509,5	192,5	558	701	210
FLX-VM-CL-2	206	49,30	38703	373,0	509,5	192,5	558	701	210

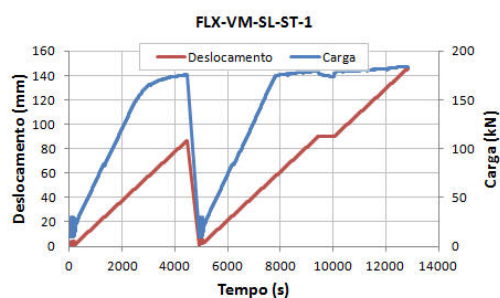
Os ensaios de flexão seguiram um *script* de carregamento pré-estabelecido e configurado no controlador do MTS. Na Fig. 5.43 é ilustrada graficamente a evolução do carregamento durante a execução do ensaio de cada protótipo. Em cada gráfico são apresentadas duas curvas: uma referente à evolução do deslocamento do atuador δ_{AT} , expresso em milímetros (mm), e outra referente à evolução da carga aplicada pelo atuador P_{AT} , expressa em quiloNewtons (kN).



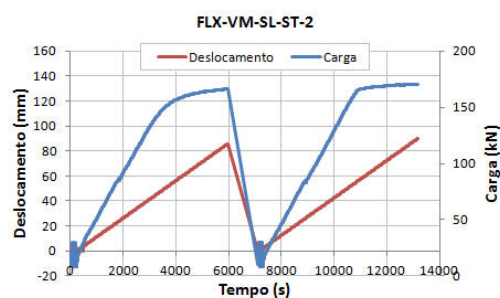
(a) Protótipo FLX-VA-1



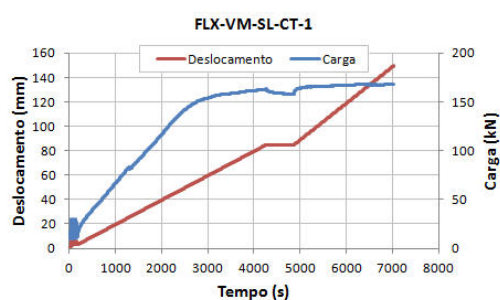
(b) Protótipo FLX-VA-2



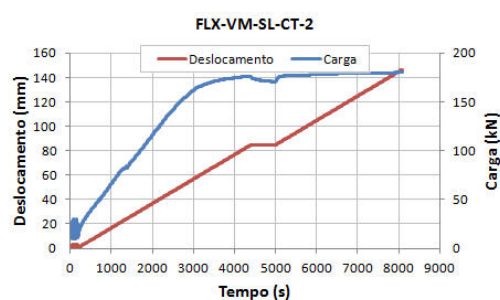
(c) Protótipo FLX-VM-SL-ST-1



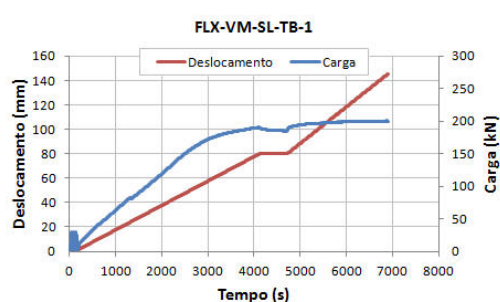
(d) Protótipo FLX-VM-SL-ST-2



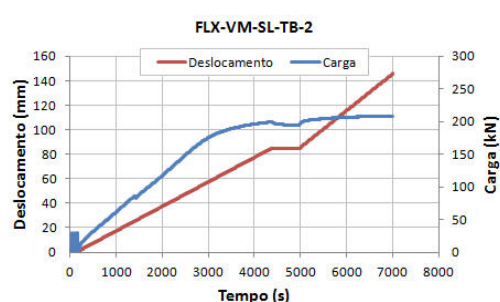
(e) Protótipo FLX-VM-SL-CT-1



(f) Protótipo FLX-VM-SL-CT-2

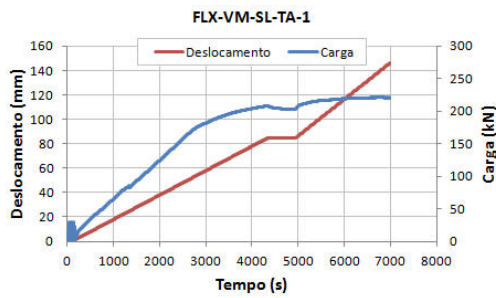


(g) Protótipo FLX-VM-SL-TB-1

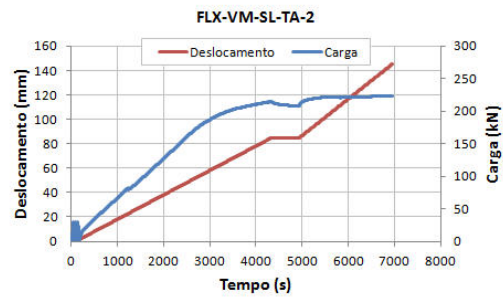


(h) Protótipo FLX-VM-SL-TB-2

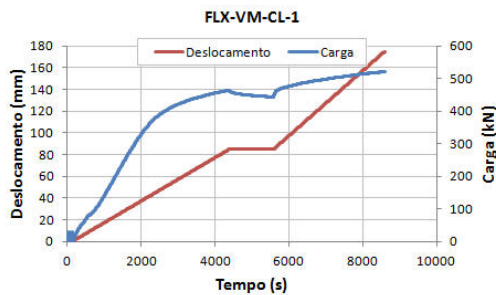
Figura 5.43 – Ensaio de flexão: histórico do carregamento



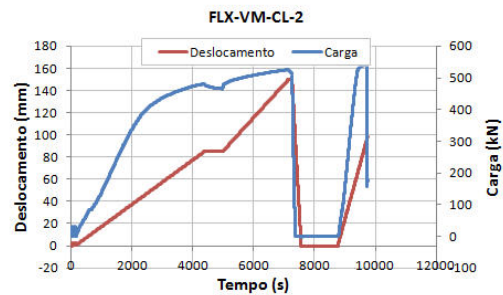
(i) Protótipo FLX-VM-SL-TA-1



(j) Protótipo FLX-VM-SL-TA-2



(k) Protótipo FLX-VM-CL-1



(l) Protótipo FLX-VM-CL-2

Figura 5.43 – Ensaio de flexão: histórico do carregamento (cont.)

O *script* de carregamento padrão pré-estabelecido compreendeu cinco fases. A primeira fase (denominada “cíclico”) consistiu de um carregamento cíclico, definido por três ciclos de carregamento e descarregamento entre 30 kN e 10 kN, com frequência de 0,02 Hz. A segunda fase (denominada “deslocamento #1”) consistiu de um carregamento monotonicamente crescente, sob controle de deslocamento a uma velocidade de 0,02 mm/s até o deslocamento do atuador atingir 85 mm. A terceira fase (denominada “patamar 85 mm”), correspondeu a um patamar no qual o deslocamento do atuador foi mantido constante e igual a 85 mm por um período de 600 segundos (10 minutos), durante o qual os três transdutores de deslocamentos verticais instalados na seção central (DT1) e nas seções de aplicação da carga concentrada (DT2 e DT3) foram ajustados em função da limitação de seus respectivos cursos. A quarta fase (denominada “deslocamento #2”) consistiu de um carregamento monotonicamente crescente, sob controle de deslocamento a uma velocidade de 0,03 mm/s até se atingir nitidamente a capacidade resistente ao momento fletor. A quinta e última fase (denominada “descarregamento”) consistiu de um descarregamento com decrementos de carga uniformes de 40 kN. A frequência de aquisição de dados estabelecida foi um registro de medições a cada 0,5 segundo.

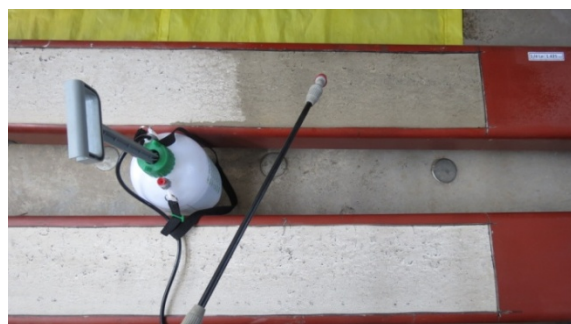
O ensaio de flexão do protótipo de viga mista com laje colaborante (FLX-VM-CL-2) seguiu um *script* de carregamento distinto dos demais, o qual compreendeu oito fases. A primeira fase (denominada “cíclico”) consistiu de um carregamento cíclico, definido por três ciclos de carregamento e descarregamento entre 30 kN e 1 kN, com frequência de 0,02 Hz. A segunda fase (denominada “deslocamento #1”) consistiu de um carregamento monotonicamente crescente, sob controle de deslocamento a uma velocidade de 0,02 mm/s até o deslocamento do atuador atingir 85 mm. A terceira fase (denominada “patamar 85 mm”), correspondeu a um patamar no qual o deslocamento do atuador foi mantido constante e igual a 85 mm por um período de 600 segundos (10 minutos), durante o qual os três transdutores de deslocamentos verticais posicionados sob a superfície inferior da laje de concreto e instalados na seção central (DT1) e nas seções de aplicação da carga concentrada (DT2 e DT3) foram ajustados em função da limitação de seus respectivos cursos. A quarta fase (denominada “deslocamento #2”) consistiu de um carregamento monotonicamente crescente, sob controle de deslocamento a uma velocidade de 0,03 mm/s até o deslocamento do atuador atingir 150 mm. A quinta fase (denominada “patamar 150 mm”), correspondeu a um patamar no qual o deslocamento do atuador foi mantido constante e igual a 150 mm por um período de 120 segundos (2 minutos) visando à preparação para o descarregamento. A sexta fase (denominada “deslocamento #3”) consistiu de um descarregamento sob controle de deslocamento a uma velocidade de 0,05 mm/s. A sétima fase (denominada “patamar 0 mm”), correspondeu a um patamar no qual o deslocamento do atuador foi mantido constante e igual a 0 mm por um período de 1200 segundos (20 minutos), durante o qual foram feitos ajustes tais como a colocação de tarugos de aço sob o atuador e a movimentação dos três transdutores de deslocamento verticais (DT1, DT2 e DT3) de forma a posicioná-los sobre a superfície superior da laje de concreto. A oitava e última fase (denominada “deslocamento #4”) consistiu de um carregamento monotonicamente crescente, sob controle de deslocamento a uma velocidade de 0,10 mm/s até se atingir a ruptura (ver item 6.3.4.1).

5.4.6 Inspeção visual do núcleo de concreto

Após a execução dos ensaios de flexão, um protótipo de cada série de viga mista preenchida com concreto foi aleatoriamente selecionado para se proceder à inspeção visual do núcleo de concreto na região situada entre as duas cargas concentradas (distância igual a 1900 mm), estendendo-se 300 mm de cada lado, totalizando um corte linear de 2500 mm.

Inicialmente, a face lateral do tubo de aço foi removida utilizando-se discos de corte para uso geral em aços (especificação 115 mm × 1,0 mm × 22,23 mm). Na sequência, o pó de aço foi aspirado e a superfície exposta do núcleo de concreto foi submetida à aspersão abundante de água utilizando-se um pulverizador manual (capacidade de 5 litros), para permitir a entrada de água pela abertura das fissuras. Após a secagem superficial natural ou com o auxílio de ventilador, reforçou-se a umificação das fissuras com pano molhado. O padrão de fissuração tornou-se cada vez mais evidente à medida que se prosseguia com a secagem da superfície e foi devidamente registrado para avaliação e documentação. Na Fig. 5.44 são apresentadas imagens que mostram as etapas do processo utilizado para se visualizar o padrão de fissuração do núcleo de concreto.

Finalmente, foi realizado um corte linear de 500 mm na mesa superior de cada protótipo, centralizado em relação à seção central situada a $L_0/2$, para inspeção da face superior do núcleo de concreto. Avaliou-se as imperfeições oriundas do processo de preenchimento do tubo e as condições da integridade do concreto na região mais comprimida. Os comentários referentes à inspeção do núcleo de concreto são apresentados no item 6.4 (imperfeições do núcleo de concreto) e no item 6.5 (fissuração do núcleo de concreto).



(a) aspersão de água em viga mista sem laje colaborante



(b) aspersão de água em viga mista sem laje colaborante



(c) aspersão de água em viga mista com laje colaborante



(d) secagem superficial natural



(e) secagem superficial com ventilador



(f) reforço da umidificação das fissuras

Figura 5.44 – Ensaio de flexão: procedimentos para visualização do padrão de fissuração

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 Introdução

Os resultados obtidos experimentalmente para a capacidade resistente ao momento fletor e para a rigidez à flexão das vigas mistas foram comparados com os valores teóricos estimados com base nos valores reais das propriedades geométricas da seção transversal e das propriedades mecânicas dos materiais. Cabe ressaltar que os procedimentos analíticos estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para se determinar o momento resistente de vigas mistas de aço e concreto não contemplam vigas constituídas de perfis de aço tubulares preenchidos com concreto, com ou sem laje colaborante, obviamente, não consideram qualquer possibilidade do método de concretagem dos tubos de aço influenciar na capacidade resistente ao momento fletor das vigas mistas. O estudo comparativo entre os resultados obtidos experimental e analiticamente contribuirá para a avaliação da aplicabilidade desses procedimentos normativos na estimativa do momento resistente das vigas mistas cuja concepção foi proposta nesta pesquisa.

6.2 Resultados teóricos

Na análise teórica apresentada no Capítulo 4, determinou-se a capacidade resistente nominal ao momento fletor e à força cortante das vigas mistas. Verificou-se que o momento resistente nominal M_{Rk} é igual ao momento fletor de plastificação M_{pl} da seção transversal e que a força cortante resistente nominal V_{Rk} é igual à força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento V_{pl} . Considerando-se vigas mistas simplesmente apoiadas, submetidas à flexão de quatro pontos, constatou-se que a carga última é limitada pela capacidade resistente

ao momento fletor. Com base nos resultados dessa análise teórica, apresenta-se a seguir um estudo comparativo do aumento do momento resistente e da rigidez à flexão decorrente do preenchimento com concreto (armado ou não) do perfil de aço tubular e da eventual sobreposição da laje maciça de concreto. Na Tab. 6.1 são apresentados os resultados desse estudo com base nos valores nominais das propriedades geométricas da seção transversal e mecânicas dos materiais. A capacidade resistente ao momento fletor do perfil de aço tubular $M_{Rk,a}$ e a rigidez à flexão do perfil de aço tubular $K_{k,a}$ foram tomados como referência na comparação (protótipo FLX-VA). Nessa tabela, apresenta-se também uma comparação referente ao aumento no peso total da viga mista de aço tubular preenchida com concreto P_T relativamente ao peso do perfil de aço tubular $P_{T,a}$. Na Fig. 6.1 é ilustrado graficamente o aumento relativo de peso para as vigas mistas. Os aumentos relativos do momento resistente e da rigidez à flexão são ilustrados na Fig. 6.2.

Primeiramente, observa-se que o preenchimento com concreto do tubo de aço aumentou consideravelmente o peso total da viga mista sem laje colaborante. Esse aumento foi 3,15 vezes o peso do tubo de aço. A associação do tubo de aço preenchido com concreto com a laje de concreto maciça sobreposta elevou esse aumento para 8,44 vezes o peso do tubo de aço.

Avaliando-se o aumento do momento resistente, pode-se observar que o simples preenchimento do tubo com concreto sem armadura passiva (protótipo FLX-VM-SL-ST ou FLX-VM-SL-CT) aumentou o momento resistente em 18%. Entretanto, reforçando-se o núcleo de concreto com armadura passiva (protótipo FLX-VM-SL-TB ou FLX-VM-SL-TA), o aumento da capacidade resistente ao momento fletor foi mais significativo. Esse aumento variou entre 37% e 47%. Observa-se também que o preenchimento do tubo de aço com concreto proporcionou um aumento da rigidez à flexão entre 20% (para vigas mistas sem armadura) e 33% (para vigas mistas com alta taxa de armadura). A partir dessa análise comparativa e considerando-se os perfis de aço tubulares retangulares e os materiais empregados nesta pesquisa, pode-se concluir que o preenchimento de perfis de aço tubulares retangulares com concreto torna-se bastante vantajoso se for também prevista a inserção de armadura passiva no interior do núcleo de concreto.

Tabela 6.1 - Comparativo do peso, do momento resistente e da rigidez à flexão nominais

Protótipo	P_T	$\frac{P_T}{P_{T,a}}$	M_{Rk}	$\frac{M_{Rk}}{M_{Rk,a}}$	K_k	$\frac{K_k}{K_{k,a}}$
	kN		kN.m		kN.m ²	
FLX-VA	2,23	1,00	118,93	1,00	8.545,14	1,00
FLX-VM-SL-ST	7,00	3,15	140,18	1,18	10.295,66	1,20
FLX-VM-SL-CT	7,00	3,15	140,18	1,18	10.295,66	1,20
FLX-VM-SL-TB	7,00	3,15	162,82	1,37	11.112,87	1,30
FLX-VM-SL-TA	7,00	3,15	174,87	1,47	11.397,63	1,33
FLX-VM-CL	18,77	8,44	374,70	3,15	37.992,35	4,45

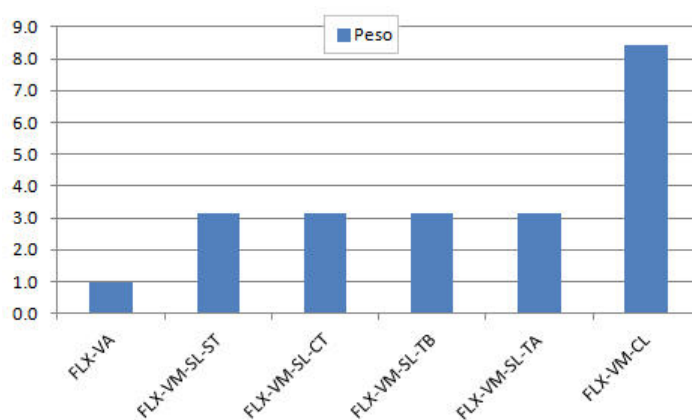


Figura 6.1 – Resultados teóricos: aumento relativo de peso

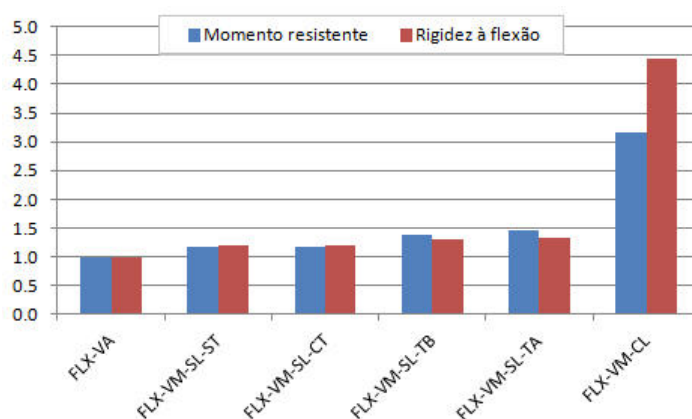


Figura 6.2 – Resultados teóricos: aumento relativo de momento resistente e de rigidez à flexão

Entretanto, as vantagens não se limitaram apenas ao aumento do momento resistente e da rigidez à flexão. O aumento da ductilidade devido ao preenchimento do tubo de aço com concreto foi significativo, como foi observado nos ensaios de flexão (ver item 6.3.1). As vantagens decorrentes da inserção de armadura passiva no interior do tubo também se refletiram no padrão de fissuração do núcleo de concreto (ver item 6.6).

Com relação à viga mista de aço tubular preenchida com concreto com laje colaborante (protótipo FLX-VM-CL), a contribuição do núcleo de concreto armado e da laje de concreto maciça permitiu um aumento de 3,15 vezes a capacidade resistente ao momento fletor do tubo de aço e um aumento de 4,45 vezes a rigidez à flexão do perfil de aço tubular. Em contrapartida, o aumento do peso foi de 8,44 vezes o peso do tubo de aço.

Na Tab. 6.2 é reproduzido o conteúdo da Tab. 4.5, apresentada anteriormente no Capítulo 4. Na Fig. 6.3 são ilustradas, na forma de gráfico de barras, as parcelas contribuintes do momento resistente de cada componente da seção transversal dos protótipos investigados.

Tabela 6.2 – Resultados teóricos: parcelas contribuintes para o momento resistente nominal

Protótipo	M_{Ta}	$\frac{M_{Ta}}{M_{Rk}}$	M_{Ts}	$\frac{M_{Ts}}{M_{Rk}}$	M_{Ca}	$\frac{M_{Ca}}{M_{Rk}}$	M_{Ccn}	$\frac{M_{Ccn}}{M_{Rk}}$	M_{Ccl}	$\frac{M_{Ccl}}{M_{Rk}}$
	kN.m		kN.m		kN.m		kN.m		kN.m	
FLX-VA	59,46	0,50			59,46	0,50				
FLX-VM-SL-ST	94,33	0,67			31,79	0,23	14,06	0,10		
FLX-VM-SL-CT	94,33	0,67			31,79	0,23	14,06	0,10		
FLX-VM-SL-TB	80,11	0,49	21,57	0,13	41,55	0,26	19,58	0,12		
FLX-VM-SL-TA	66,95	0,38	29,23	0,17	52,37	0,30	26,32	0,15		
FLX-VM-CL	221,80	0,59	86,91	0,23					65,99	0,18

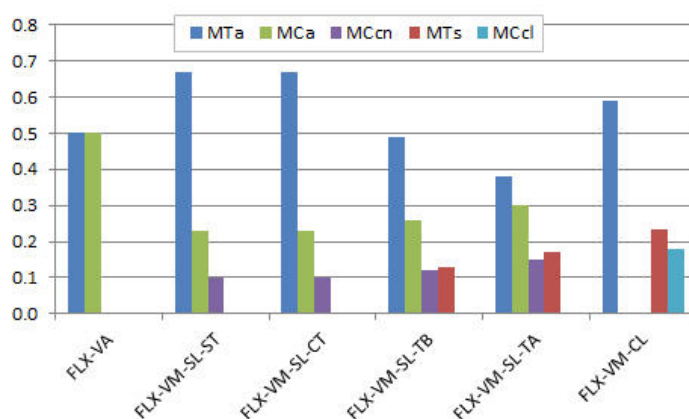


Figura 6.3 – Resultados teóricos: parcelas contribuintes para o momento resistente nominal

Observa-se que o preenchimento do tubo de aço com concreto simples aumentou a contribuição do aço do perfil tracionado, em decorrência do deslocamento da linha neutra plástica LNP para uma posição acima do eixo centroidal principal da seção transversal do

tubo de aço. A contribuição do núcleo de concreto comprimido nas vigas mistas sem laje colaborante ficou entre 10% e 15%. É provável que essa contribuição pudesse ser maior caso fosse empregado um concreto de resistência mais elevada. A parcela contribuinte da armadura passiva ficou entre 13% e 17% do momento fletor resistente. A associação da laje de concreto com o tubo de aço preenchido com concreto armado deslocou ainda mais a LNP para cima. O núcleo de concreto totalmente tracionado não contribuiu para o momento resistente. Entretanto, a contribuição da armadura passiva inserida no seu interior foi significativa: 23%. A contribuição do concreto comprimido da laje maciça foi de 18%. Pode-se aumentar a contribuição da laje adicionando-se taxas de armadura mais elevadas ao núcleo de concreto, forçando o deslocamento da LNP de forma a aproximar-se da interface tubo-laje. Para se evitar o aumento significativo de peso, sugere-se a substituição de concreto estrutural de densidade normal por concreto de baixa densidade. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 define concreto de densidade normal, sem armadura, aqueles com massa específica de 2400 kg/m^3 e concreto de baixa densidade, sem armadura, aqueles com massa específica entre 1500 kg/m^3 e 2200 kg/m^3 . O concreto leve estrutural é dosado com agregados leves que conferem densidades bem menores que aquelas dos concretos estruturais convencionais, proporcionando redução considerável no peso da estrutura e mantendo as características de resistência à compressão. Entretanto, deve-se atentar para a influência do uso de agregados leves no módulo de elasticidade do concreto e, conseqüentemente, na rigidez à flexão da viga mista.

6.3 Resultados experimentais

6.3.1 Descrição geral

Foram executados doze ensaios de flexão em protótipos de vigas em escala real: dois protótipos de vigas de aço tubulares retangulares e dez protótipos de vigas mistas de aço tubulares retangulares preenchidas com concreto autoadensável, dos quais dois apresentaram laje colaborante sobreposta ao tubo de aço.

O comportamento à flexão das vigas de aço e das vigas mistas é apresentado graficamente na Fig. 6.4 através das curvas momento-deslocamento $M-\delta$, onde o deslocamento é a flecha (medida pelo transdutor de deslocamento TD1). Nesses gráficos, a reta horizontal em traço contínuo representa o valor do momento resistente teórico M_{Rt} e a reta horizontal em traço pontilhado representa o valor do momento elástico máximo teórico M_{Et} . Nos gráficos correspondentes ao comportamento das vigas mistas são apresentadas também as curvas experimentais $M-\delta$ dos dois protótipos de vigas de aço, para fins de comparação.

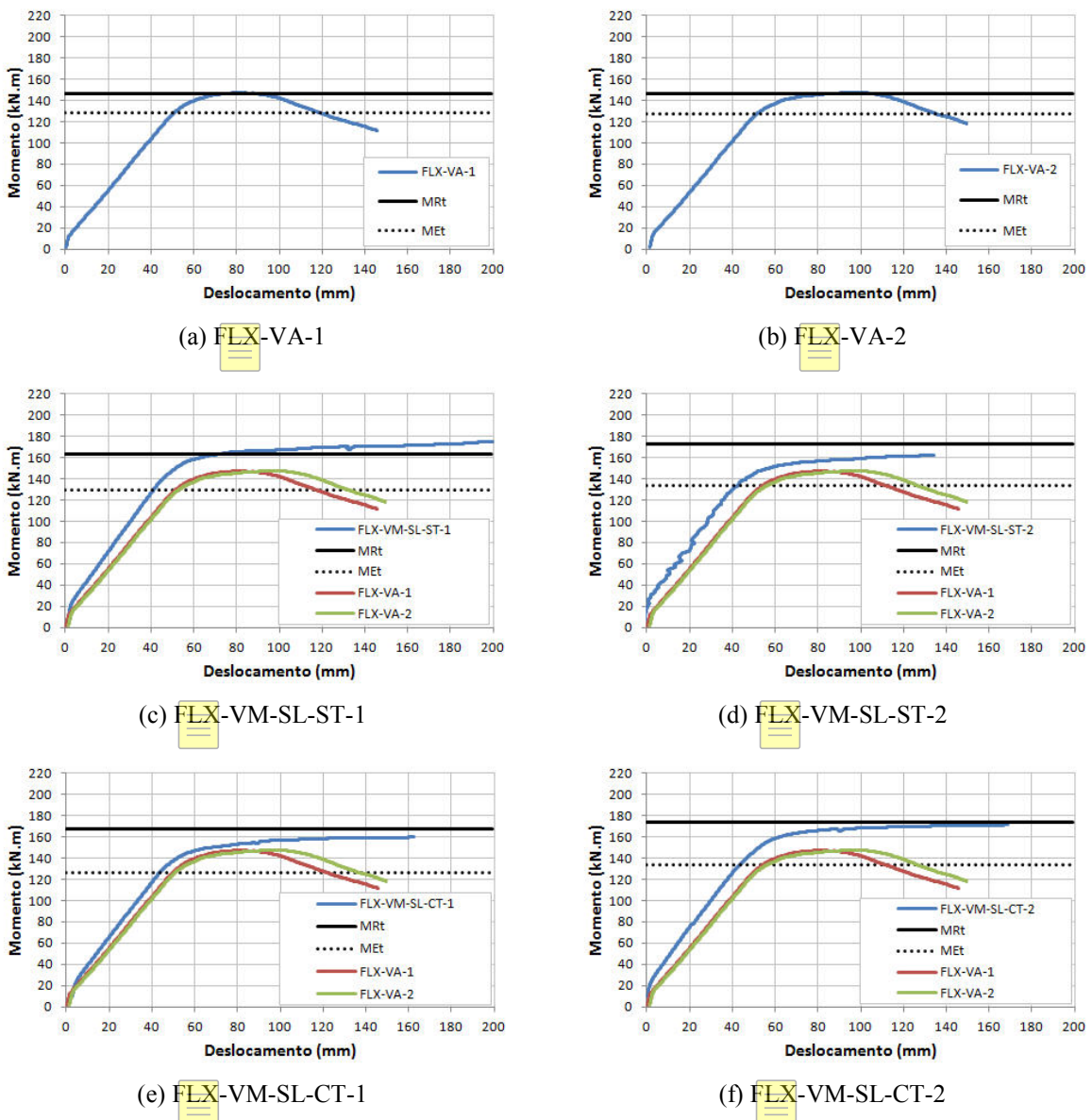


Figura 6.4 – Ensaio de flexão: curvas momento-deslocamento (TD1)

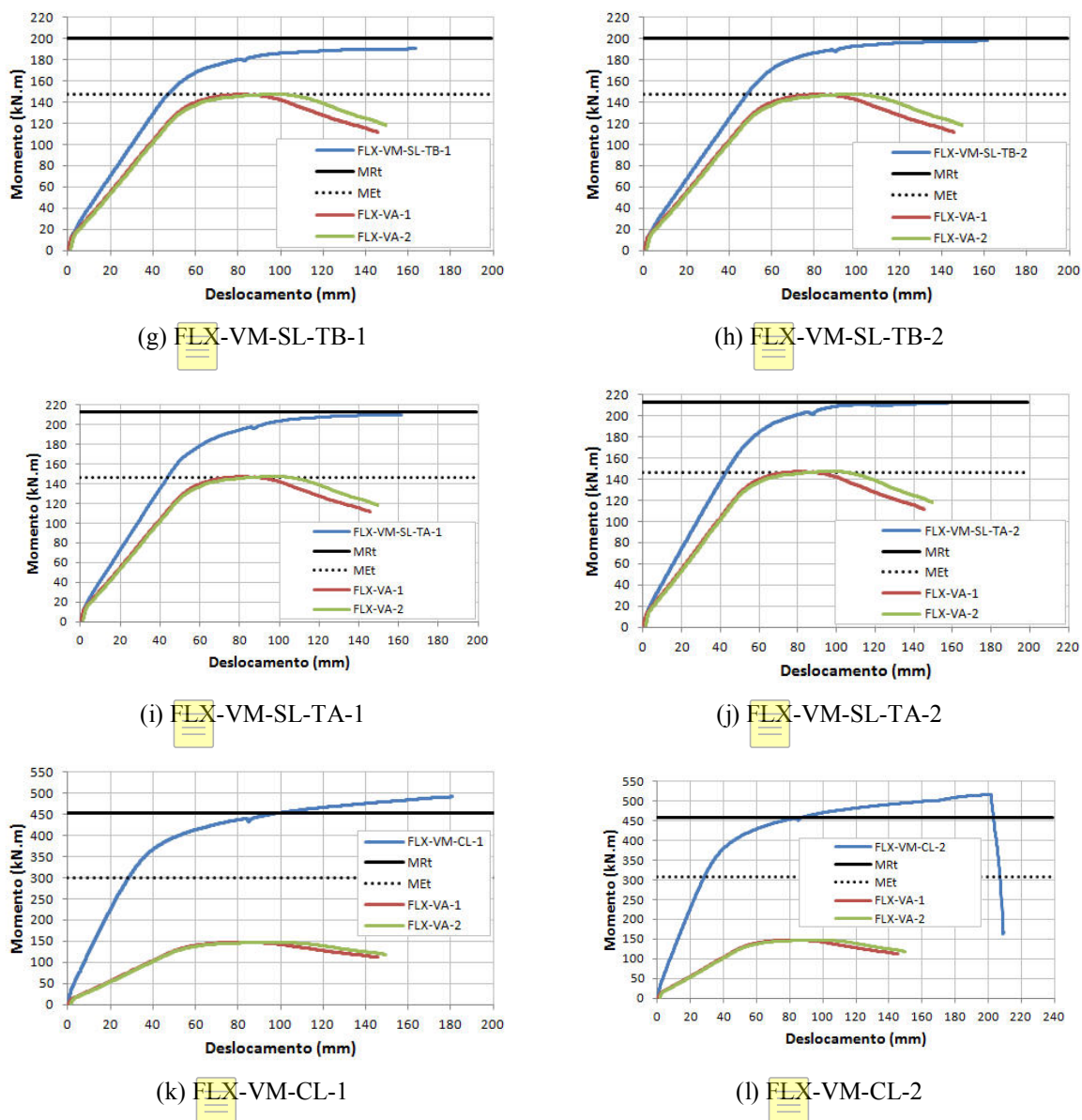


Figura 6.4 – Ensaio de flexão: curvas momento-deslocamento (TD1) (cont.)

Nesta pesquisa, o momento resistente experimental M_{Re} foi definido como o momento fletor correspondente ao deslocamento vertical na seção central (flecha) cujo valor fosse igual a 10 vezes a flecha máxima admitida para vigas de piso, dada por $L_o/350$, de acordo com a Tabela C.1 da ABNT NBR 8800:2008, i.e., o momento fletor correspondente à flecha igual a $L_o/35$. O valor da flecha máxima igual a $1/35$ do vão livre foi adotado com base nas prescrições da norma ABNT NBR 5628:2001 para o método de ensaio destinado a determinar a resistência ao fogo de vigas. Segundo essa norma, quando a flecha atinge $1/30$ do vão livre, considera-se atingido o estado limite último por deformação excessiva.

Nesta pesquisa, a rigidez à flexão experimental K_e da seção transversal foi definida como a rigidez correspondente ao nível de carregamento igual a 50% do momento resistente experimental M_{Re} . A rigidez à flexão foi determinada indiretamente a partir da curva momento-deslocamento $M-\delta$. Determinou-se a inclinação s da reta que melhor se aproximava dos pontos da curva situados na faixa de carregamento correspondente a $0,5M_{Re} \pm 0,2M_{Re}$. Para vigas simplesmente apoiadas submetidas à flexão de quatro pontos, comportando-se no regime elástico linear, a rigidez à flexão K da seção transversal central pode ser expressa como uma função linear da inclinação s , conforme a expressão $K = 3 \times (23/648) \times L_0^2 \times s$.

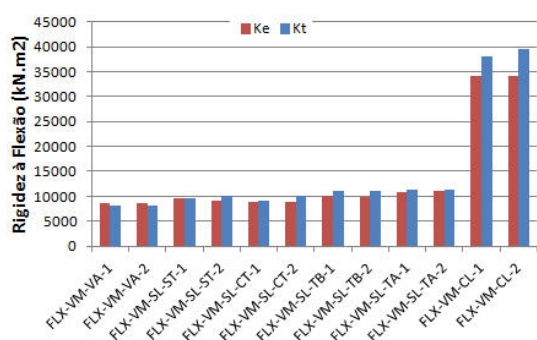
Na Tab. 6.3 é apresentada a comparação entre os resultados obtidos teórica e experimentalmente para a rigidez à flexão e para o momento resistente. Nessa tabela, a rigidez à flexão estimada teoricamente é denotada K_t , a rigidez à flexão determinada experimentalmente é denotada K_e , o momento resistente teórico é denotado M_{Rt} e, finalmente, o momento resistente experimental é denotado M_{Re} . A razão entre a rigidez teórica e a experimental K_t/K_e e a razão entre o momento teórico e o experimental M_{Rt}/M_{Re} são também listadas nessa tabela, bem como os seus respectivos valores médios, desvios padrões e coeficientes de variação. Os resultados apresentados nessa tabela são ilustrados na forma de gráfico de colunas nas figs. 6.5 e 6.6.

Tabela 6.3 – Ensaio de flexão: comparação entre resultados teóricos e experimentais

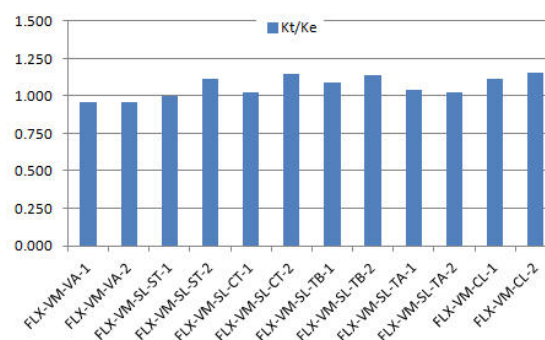
Protótipo (designação)	M_{Et} kN.m	K_t kN.m ²	K_e kN.m ²	$\frac{K_t}{K_e}$	M_{Rt} kN.m	M_{Re} kN.m	$\frac{M_{Rt}}{M_{Re}}$
FLX-VA-1	128,19	8207,27	8577,66	0,957	146,55	147,10	0,996
FLX-VA-2	127,77	8164,34	8548,62	0,955	146,05	147,48	0,990
			Média	0,956			0,993
			Desvio padrão	0,001			0,004
			Coefficiente de variação	0,001			0,004

Tabela 6.3 – Ensaio de flexão: comparação entre resultados teóricos e experimentais (cont.)

Protótipo (designação)	M_{Et} kN.m	K_t kN.m ²	K_e kN.m ²	$\frac{K_t}{K_e}$	M_{Rt} kN.m	M_{Re} kN.m	$\frac{M_{Rt}}{M_{Re}}$
FLX-VM-SL-ST-1	129,19	9576,09	9578,49	1,000	163,06	171,59	0,950
FLX-VM-SL-ST-2	133,80	10153,83	9105,06	1,115	172,73	162,18	1,065
FLX-VM-SL-CT-1	126,12	9174,49	8957,42	1,024	167,52	159,90	1,048
FLX-VM-SL-CT-2	133,28	10115,74	8805,85	1,149	173,97	170,92	1,018
FLX-VM-SL-TB-1	147,57	11091,05	10163,24	1,091	200,10	190,34	1,051
FLX-VM-SL-TB-2	147,74	11091,05	9749,34	1,138	200,12	197,96	1,011
FLX-VM-SL-TA-1	146,53	11299,91	10850,12	1,041	212,72	210,17	1,012
FLX-VM-SL-TA-2	146,74	11300,90	11078,10	1,020	212,70	211,84	1,004
			Média	1,072			1,020
			Desvio padrão	0,058			0,036
			Coefficiente de variação	0,054			0,035
FLX-VM-CL-1	300,97	38024,63	34178,66	1,113	451,96	485,29	0,931
FLX-VM-CL-2	308,03	39515,21	34178,66	1,156	458,63	483,00	0,917
			Média	1,134			0,940
			Desvio padrão	0,031			0,013
			Coefficiente de variação	0,027			0,014

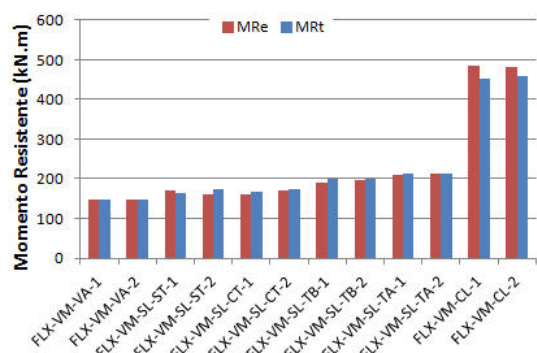


(a) valores absolutos

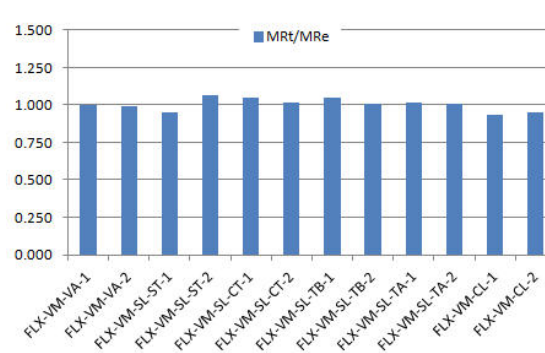


(b) valores relativos

Figura 6.5 – Ensaio de flexão: comparação entre rigidez à flexão teórica e experimental



(a) valores absolutos



(b) valores relativos

Figura 6.6 – Ensaio de flexão: comparação entre momento resistente teórico e experimental

6.3.2 Vigas de aço

6.3.2.1 Comportamento à flexão

Foram ensaiados dois protótipos de viga de aço como referência para fins de comparação com os resultados obtidos para as vigas mistas. Pelas curvas momento-deslocamento $M-\delta$ ilustradas na Fig. 6.4a (FLX-VA-1) e na Fig. 6.4b (FLX-VA-2) nota-se que ambos os protótipos apresentaram um comportamento bastante similar.

Tem-se uma fase elástica na qual observa-se uma relação linear entre o momento e o deslocamento, seguida por uma fase inelástica na qual nota-se um decréscimo gradativo da rigidez até se atingir o momento máximo. O comportamento pós-pico é caracterizado pelo tramo descendente da curva. Próximo ao término do ensaio, ambos os protótipos apresentaram curvatura típica de barras fletidas acompanhada de uma pronunciada dobra localizada na mesa superior decorrente de grandes deformações plásticas e de um abaulamento das almas na região comprimida do protótipo imediatamente abaixo de um dos pontos de aplicação da força transversal localizada, conforme mostrado na Fig. 6.7. Não obstante, é possível notar que ambas as vigas de aço atingiram integralmente suas capacidades resistentes ao momento fletor dadas pela plastificação da seção transversal: a razão entre o momento resistente teórico e o momento resistente experimental foi, em média, 0,993. No caso específico das vigas de aço ensaiadas, o efeito da força transversal localizada não impediu que momento de plastificação fosse atingido. Atribuiu-se esse fato às dimensões da seção transversal do tubo de aço e às condições de aplicação do carregamento. A razão K_t/K_e entre os valores teórico e experimental da rigidez à flexão foi, em média, 0,956, i.e., os procedimentos analíticos subestimaram a rigidez à flexão experimental em 4,4%. Na Fig. 6.8 é mostrada uma vista do ensaio de flexão do protótipo FLX-VA-1.

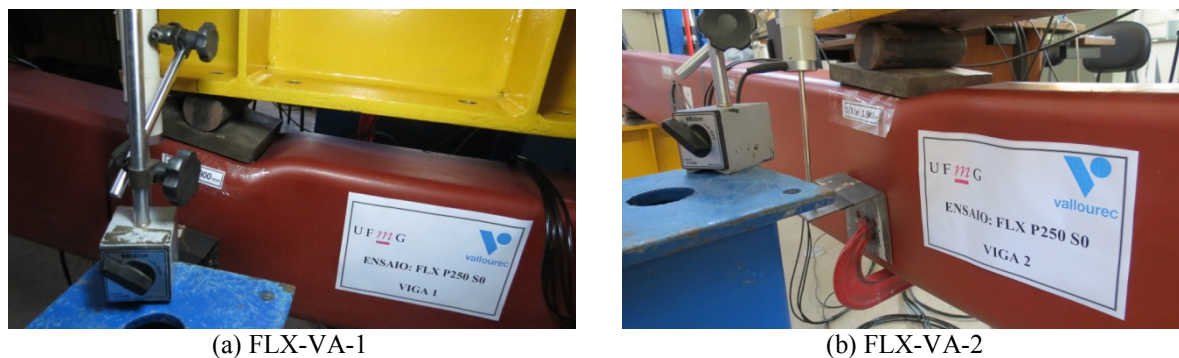


Figura 6.7 – Resultados experimentais: efeito da força localizada nas vigas de aço



Figura 6.8 – Resultados experimentais: ensaio de flexão de viga de aço

6.3.2.2 Deformações no aço do tubo

Na Fig. 6.9 está apresentada a relação entre o momento e a deformação no aço do tubo medida na mesa superior (extensômetros APS1 e APS2), na mesa inferior (extensômetros API1 e API2) e na alma anterior (extensômetros APA1 a APA5, numerados de forma crescente de cima para baixo), expressa em micro-deformação ($\mu\epsilon$ ou 10^{-6} mm/mm). O sinal positivo indica deformação de compressão e o sinal negativo indica deformação de tração. A deformação correspondente ao início do escoamento do aço do perfil ϵ_y é dada pela razão entre a resistência ao escoamento f_y e o módulo de elasticidade E_a . Sendo $f_y = 373$ MPa e $E_a = 192500$ MPa, então ϵ_y é aproximadamente igual a $0,001938$ mm/mm, ou seja, $\epsilon_y = 1938 \mu\epsilon$.

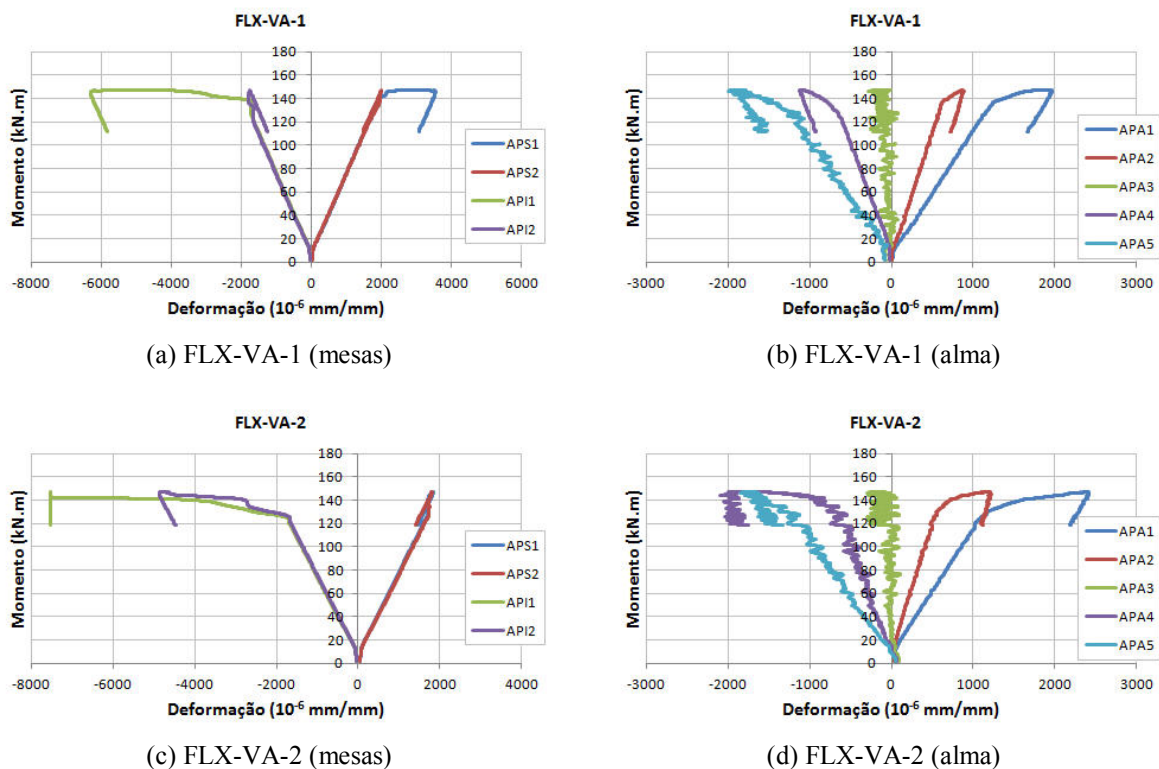


Figura 6.9 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VA

Nota-se que o aço próximo às mesas inferior e superior entrou em escoamento enquanto o aço do núcleo central manteve-se em regime elástico. Conforme esperado, os extensômetros APA1 e APA2, instalados acima do eixo horizontal centroidal do perfil de aço tubular, registraram deformações de compressão e os extensômetros APA4 e APA5, instalados abaixo do eixo horizontal centroidal do tubo de aço, registraram deformações de tração. O extensômetro APA3, instalado a meia altura do perfil, registrou deformações próximas de zero, indicando que a linha neutra manteve-se praticamente coincidente com o eixo principal de maior inércia do tubo de aço ao longo do ensaio.

6.3.3 Vigas mistas sem laje colaborante

6.3.3.1 Comportamento à flexão

As curvas momento-deslocamento $M-\delta$ para as vigas mistas sem laje colaborante são ilustradas nas figs. 6.4c a 6.4j. De maneira geral, as vigas mistas apresentaram melhor

desempenho em relação às vigas de aço. Adicionalmente, observa-se que o comportamento foi bastante semelhante entre as vigas mistas. Inicialmente, tem-se uma fase elástica na qual observa-se uma relação linear entre o momento e o deslocamento, seguida por uma fase inelástica na qual nota-se um decréscimo gradativo da rigidez até se atingir assintoticamente o momento resistente.

O ensaio foi interrompido quando se observou nitidamente o platô de escoamento característico do atingimento do momento resistente dado pela plastificação da seção transversal. Esse platô de escoamento mostrou o comportamento dúctil das vigas mistas relativamente ao comportamento das vigas de aço. Não foi observado qualquer tipo de falha nos protótipos antes do término do ensaio. Tal fato mostrou que o preenchimento com concreto do tubo de aço foi capaz de inibir a ocorrência da falha devido ao efeito da força localizada. Nota-se que as vigas mistas sem laje colaborante apresentaram momento resistente significativamente superior ao momento resistente apresentado pelas vigas de aço. Constatase que o preenchimento com concreto do tubo de aço melhorou o comportamento das vigas mistas em relação ao das vigas de aço devido ao estabelecimento da ação mista entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Como esperado para vigas compactas, não foi observada qualquer ocorrência de flambagem local na mesa ou nas almas. Finalmente, nos ensaios experimentais não foi observada qualquer translação lateral ou torção da viga. Na Fig. 6.10 é mostrada uma vista do ensaio de flexão do protótipo FLX-VM-SL-TB-1.



Figura 6.10 – Resultados experimentais: ensaio de flexão de viga mista sem laje colaborante

Para todos os protótipos de vigas mistas sem laje colaborante, exceto FLX-VM-SL-ST-1, o momento resistente obtido experimentalmente não atingiu o momento resistente teórico. Esse comportamento pode ser atribuído às imperfeições do núcleo de concreto na sua face superior comprimida, i.e., na interface rente à mesa superior do tubo de aço, as quais não foram consideradas nos cálculos das estimativas teóricas. As descontinuidades observadas na face superior do núcleo de concreto (ver item 6.3) muito provavelmente prejudicaram as condições na interface entre o concreto e o aço e, conseqüentemente, inviabilizaram não somente o perfeito estabelecimento da ação mista entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, mas também o confinamento esperado do concreto pelo tubo de aço na sua região mais comprimida.

A razão entre o momento resistente teórico e o momento resistente experimental foi, em média, 1,020; indicando que os procedimentos teóricos adotados para a análise rígido-plástica mostraram-se razoavelmente satisfatórios, superestimando a capacidade resistente ao momento fletor avaliada experimentalmente em apenas 2,0%. A razão entre a rigidez à flexão teórica e a rigidez à flexão experimental foi, em média, 1,072. Aparentemente, os valores experimentais determinados indiretamente a partir da inclinação da reta que melhor se aproximava dos pontos da curva $M-\delta$ situados na faixa de carregamento correspondente a $0,5M_{Re} \pm 0,2M_{Re}$ não foram precisos e, provavelmente, alguns pontos estavam localizados no estágio inelástico da curva. Sugere-se reavaliar a faixa da amostragem de pontos para níveis mais baixos de carregamento.

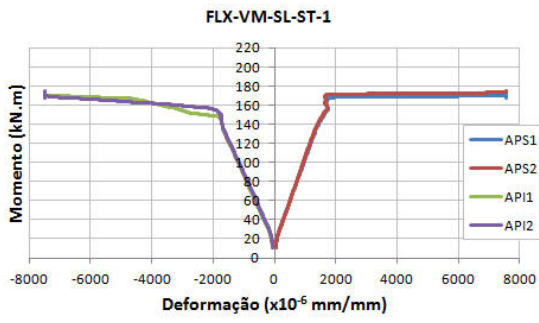
Finalmente, comparando-se as curvas momento-deslocamento $M-\delta$ obtidas para as vigas de aço com aquelas obtidas para as vigas mistas sem laje colaborante, é possível notar que as flechas correspondentes aos momentos resistentes das vigas mistas foram significativamente maiores que as flechas correspondentes aos momentos resistentes das vigas de aço. Tal observação corrobora resultados de pesquisas anteriores que relatam o comportamento dúctil de vigas mistas de aço preenchidas com concreto.

6.3.3.2 Deformações no aço do tubo

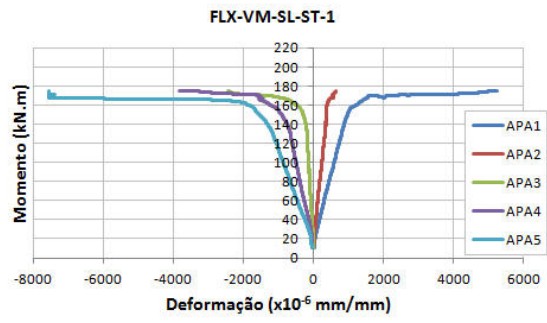
Nas figs. 6.11 a 6.14 está apresentada a relação entre o momento e a deformação no aço do tubo medidas na mesa superior (extensômetros APS1 e APS2), na mesa inferior (extensômetros API1 e API2) e na alma anterior (extensômetros APA1 a APA5, numerados de forma crescente de cima para baixo), expressa em micro-deformação ($\mu\epsilon$ ou 10^{-6} mm/mm). O sinal positivo indica deformação de compressão e o sinal negativo indica deformação de tração. Nota-se que o aço próximo às mesas inferior e superior entrou em escoamento enquanto o aço do núcleo central manteve-se em regime elástico. Conforme esperado, os extensômetros APA1 e APA2, instalados acima do eixo horizontal centroidal do perfil de aço tubular, registraram deformações de compressão e os extensômetros APA4 e APA5, instalados abaixo do eixo horizontal centroidal do tubo de aço, registraram deformações de tração. O extensômetro APA3, instalado a meia altura do perfil, registrou deformações negativas, i.e., de tração, indicando que a linha neutra movimentou-se para cima em relação à posição da linha neutra dos protótipos de viga de aço.

6.3.3.3 Deformações no concreto do núcleo

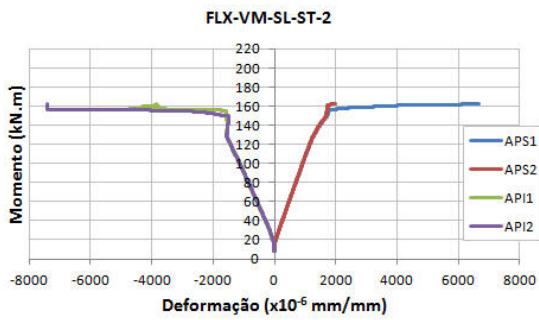
Nas figs. 6.15 a 6.18 está apresentada a relação entre o momento e a deformação longitudinal no concreto na região comprimida, próxima à mesa superior do tubo de aço, medida pelos extensômetros CNL1 e CNL2, expressa em micro-deformação ($\mu\epsilon$ ou 10^{-6} mm/mm), para os protótipos de vigas mistas sem laje colaborante, a saber: FLX-VM-SL-ST, FLX-VM-SL-CT, FLX-VM-SL-TB e FLX-VM-SL-TA. O sinal positivo indica deformação de compressão e o sinal negativo indica deformação de tração. É importante lembrar que essas deformações no concreto foram medidas indiretamente através de extensômetros instalados em duas barras de aço (bitola 5,0 mm) para amarração dos estribos, sem qualquer função estrutural.



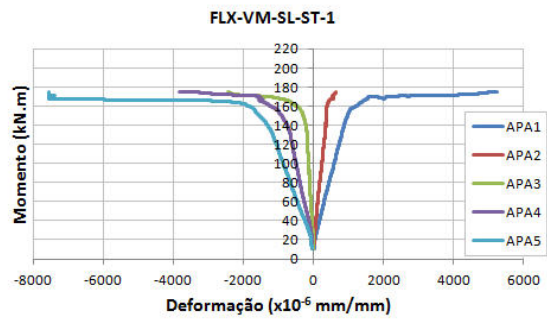
(a) FLX-VM-SL-ST-1 (mesas)



(b) FLX-VM-SL-ST-1 (alma)

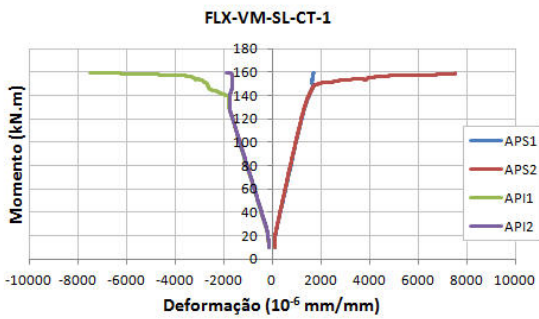


(c) FLX-VM-SL-ST-2 (mesas)

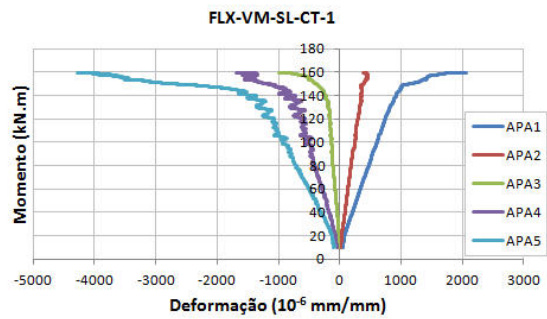


(d) FLX-VM-SL-ST-2 (alma)

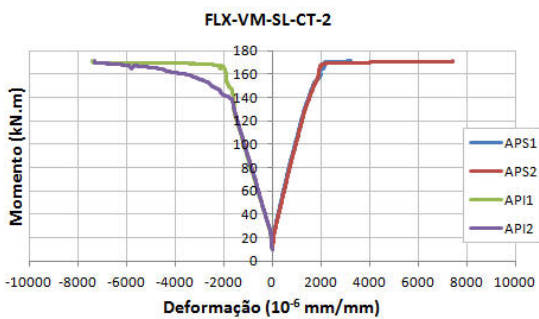
Figura 6.11 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-ST



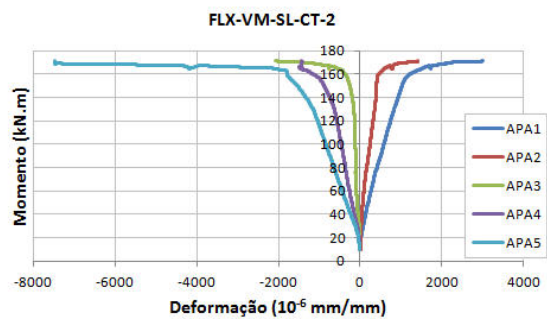
(a) FLX-VM-SL-CT-1 (mesas)



(b) FLX-VM-SL-CT-1 (alma)

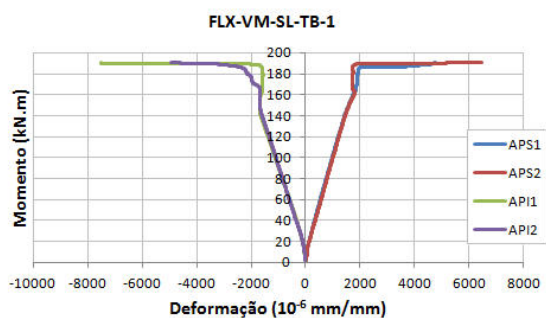


(c) FLX-VM-SL-CT-2 (mesas)

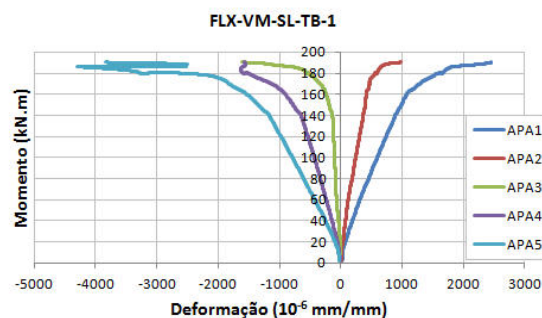


(d) FLX-VM-SL-CT-2 (alma)

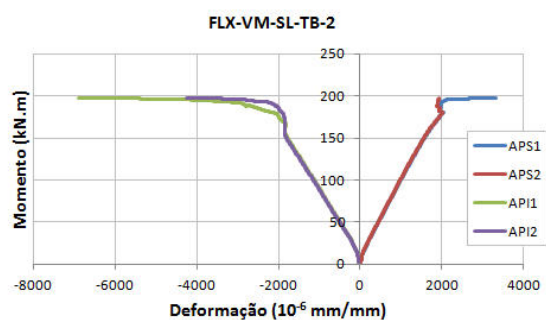
Figura 6.12 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-CT



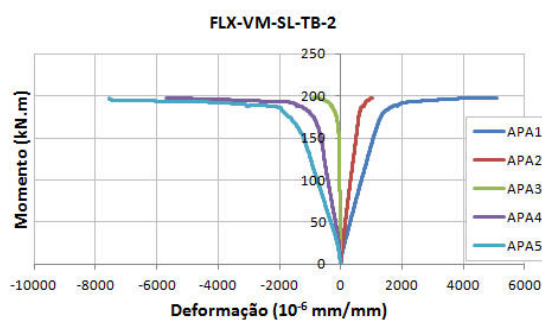
(a) FLX-VM-SL-TB-1 (mesas)



(b) FLX-VM-SL-TB-1 (alma)

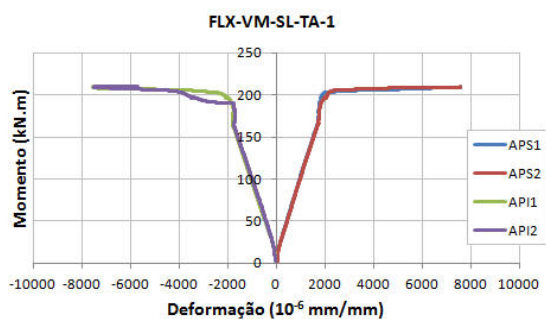


(c) FLX-VM-SL-TB-2 (mesas)

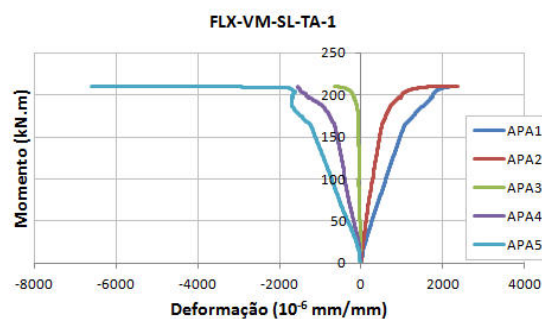


(d) FLX-VM-SL-TB-2 (alma)

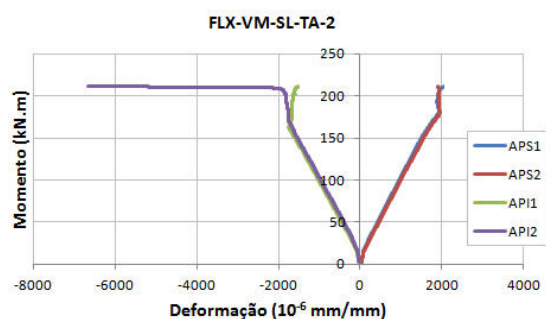
Figura 6.13 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-TB



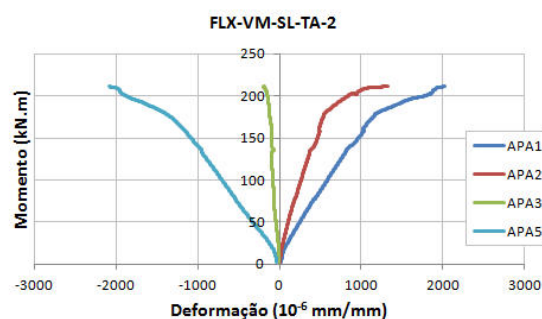
(a) FLX-VM-SL-TA-1 (mesas)



(b) FLX-VM-SL-TA-1 (alma)



(c) FLX-VM-SL-TA-2 (mesas)



(d) FLX-VM-SL-TA-2 (alma)

Figura 6.14 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-SL-TA

Os extensômetros CNL1 e CNL2 foram instalados a uma distância de 40 mm, aproximadamente, em relação à superfície externa da mesa superior do tubo de aço. Nesse mesmo nível, aproximadamente, foi instalado o extensômetro APA1 na alma do tubo de aço. O extensômetro APA2 foi instalado a 40 mm, aproximadamente, abaixo do extensômetro APA1. Pelos gráficos apresentados nas figs. 6.15 a 6.18 é possível notar que as curvas dos extensômetros CNL1 e CNL2 (deformações no concreto) e dos extensômetros APA1 e APA2 (deformações no aço) apresentaram-se bastante consistentes, corroborando a hipótese de compatibilidade de deformações do aço e do concreto. Tal fato mostrou-se consistente também com o deslizamento relativo desprezável entre o tubo de aço e o núcleo de concreto.

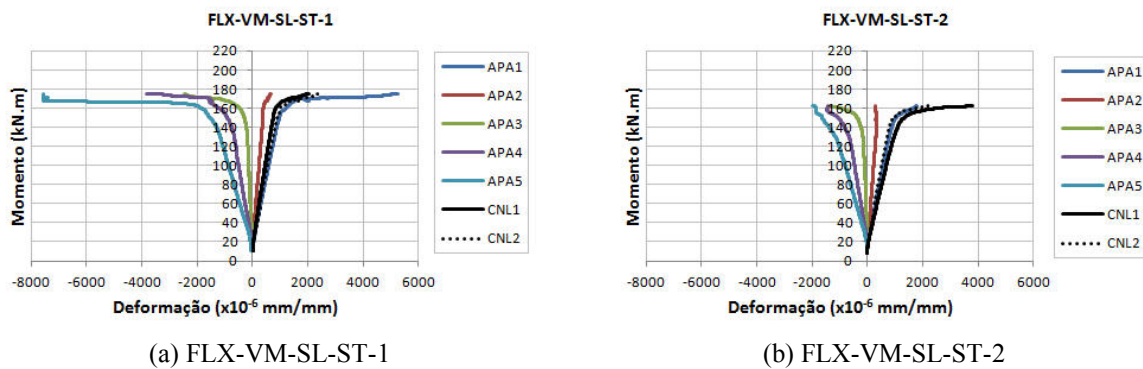


Figura 6.15 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-ST

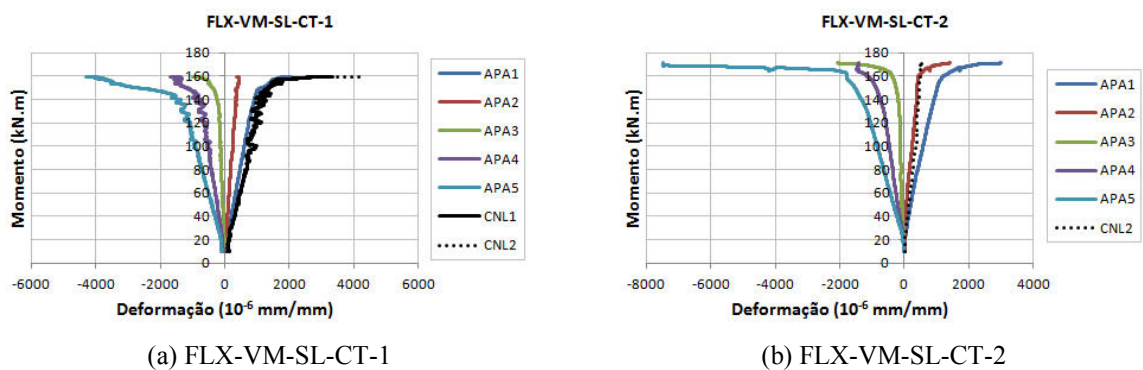


Figura 6.16 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-CT

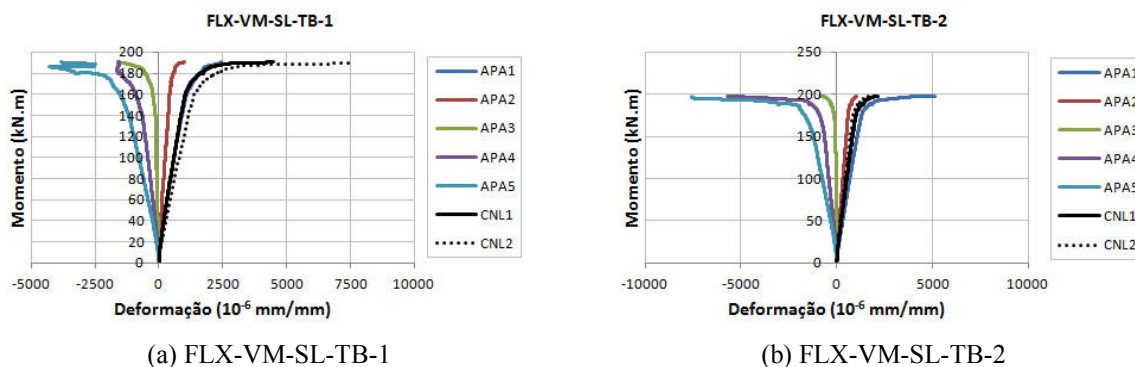


Figura 6.17 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-TB

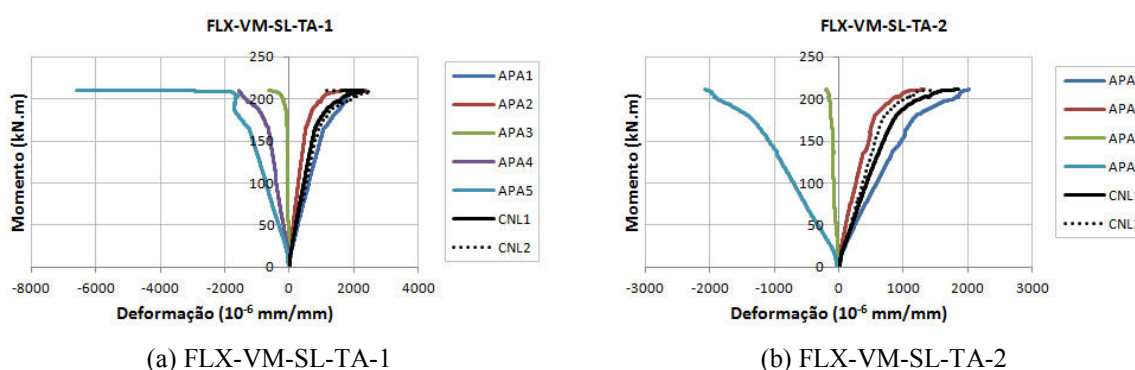


Figura 6.18 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-SL-TA

6.3.3.4 Deformações no aço da armadura

Nas figs. 6.19 e 6.20 é apresentada a relação entre o momento e a deformação no aço da armadura passiva, medida pelos extensômetros AS1 (instalado na armadura posicionada na primeira camada, bitola 16 mm) e AS2 (instalado na armadura posicionada na segunda camada, bitola 16 mm), expressa em micro-deformação ($\mu\epsilon$ ou 10^{-6} mm/mm) para os protótipos FLX-VM-SL-TB e FLX-VM-SL-TA, respectivamente. Registra-se que o extensômetro AS2 do protótipo FLX-VM-SL-TA-2 apresentou problemas durante o ensaio. O sinal positivo indica deformação de compressão e o sinal negativo indica deformação de tração. A deformação correspondente ao início do escoamento do aço da armadura ϵ_{ys} é dada pela razão entre a resistência ao escoamento f_{ys} e o módulo de elasticidade E_s . Sendo $f_{ys} = 558$ MPa e $E_s = 210000$ MPa, então ϵ_{ys} é igual a $0,002657$ mm/mm, ou seja, $\epsilon_{ys} = 2657 \mu\epsilon$. Observa-se que antes do início do platô, as deformações na armadura são inferiores a ϵ_{ys} , indicando que o aço das armaduras encontrava-se ainda na fase elástica, entrando em escoamento somente quando do atingimento assintótico do momento resistente.

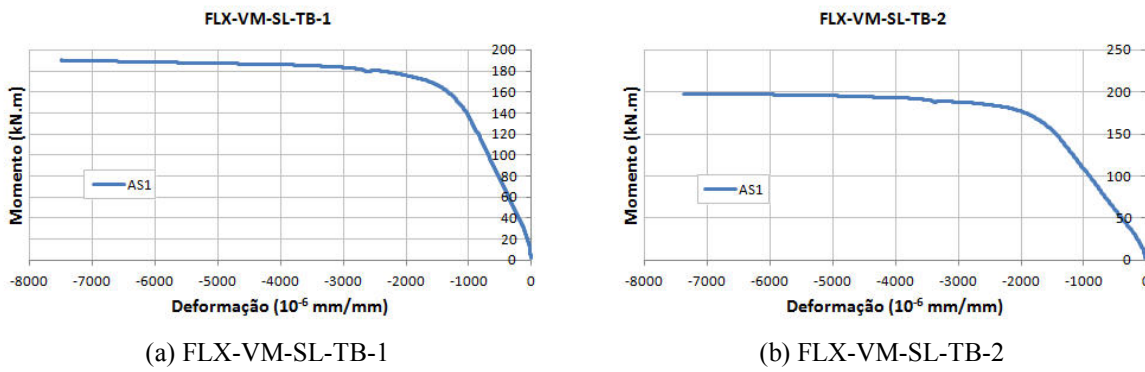


Figura 6.19 – Ensaio de flexão: deformações no aço da armadura: série FLX-VM-SL-TB

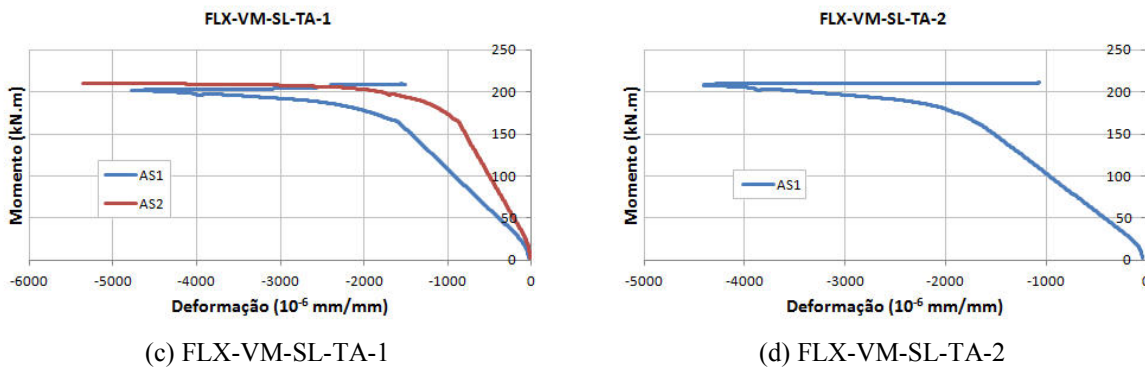


Figura 6.20 – Ensaio de flexão: deformações no aço da armadura: série FLX-VM-SL-TA

6.3.4 Vigas mistas com laje colaborante

6.3.4.1 Comportamento à flexão

As curvas momento-deslocamento $M-\delta$ para as vigas mistas com laje colaborante são ilustradas nas figs. 6.4k e 6.4l. Como esperado, foi nítido o aumento substancial do momento resistente, bem como da rigidez à flexão, relativamente às vigas de aço.

Similarmente ao comportamento das vigas mistas sem laje colaborante, as vigas mistas com laje sobreposta ao tubo de aço apresentaram uma fase elástica linear, seguida por uma fase inelástica até o atingimento assintótico do momento resistente. Nota-se ainda que o momento resistente previsto teoricamente foi atingido em ambos os ensaios. Atribui-se esse comportamento ao fato de a linha neutra passar ou pela mesa superior do tubo de aço ou pela

laje de concreto, submetendo o núcleo de concreto somente a tensões de tração. Sendo assim, o efeito deletério das imperfeições na face superior do núcleo de concreto não impediu o atingimento do momento resistente teórico. Na Fig. 6.21 é mostrada uma vista do ensaio de flexão do protótipo FLX-VM-CL-2. Para o protótipo FLX-VM-CL-1, o ensaio foi interrompido quando tornou-se evidente o platô na curva momento-deslocamento. Entretanto, o *script* de carregamento para o ensaio do protótipo FLX-VM-CL-2 foi previamente configurado para se levar a viga mista à ruptura (ver item 5.4.5). O modo de falha caracterizou-se pelo deslocamento do concreto da laje maciça, próximo à seção da força transversal localizada situada a $2L_0/3$, conforme ilustrado pelas imagens na Fig. 6.22.

Os protótipos de viga mista FLX-VM-CL apresentaram capacidade resistente significativamente superior aos protótipos de viga mista sem laje colaborante com alta taxa de armadura passiva, FLX-VM-SL-TA, dos quais diferiram pela sobreposição da laje de concreto ao tubo de aço. Em média, o momento resistente dos protótipos FLX-VM-CL e dos protótipos FLX-VM-SL-TA foi 484,14 kN.m e 211,0 kN.m, respectivamente, ou seja, a laje sobreposta ao tubo de aço proporcionou um aumento de 2,3 vezes a capacidade resistente da viga mista sem laje colaborante com a mesma configuração do núcleo de concreto armado. Pode-se concluir, portanto, que a associação da laje maciça de concreto com o tubo de aço preenchido com concreto armado mostrou-se bastante eficaz.

A razão entre o momento resistente teórico e o momento resistente experimental foi, em média, 0,940; indicando que os procedimentos teóricos adotados para a análise rígido-plástica mostraram-se subestimaram a capacidade resistente ao momento fletor em 6,0%. A irregularidade observada nas dimensões da laje em ambos os protótipos, seja na espessura, seja na largura, ambas dimensões avaliadas a cada metro linear da viga mista, pode explicar essa discrepância entre os resultados obtidos para o momento resistente teórico e experimental dessas vigas.



Figura 6.21 – Resultados experimentais: ensaio de flexão de viga mista com laje colaborante



(a) início do ensaio



(b) término do ensaio



(c) deslocamento do concreto (vista anterior)



(d) deslocamento do concreto (vista posterior)



(e) vista anterior após remoção das placas de concreto



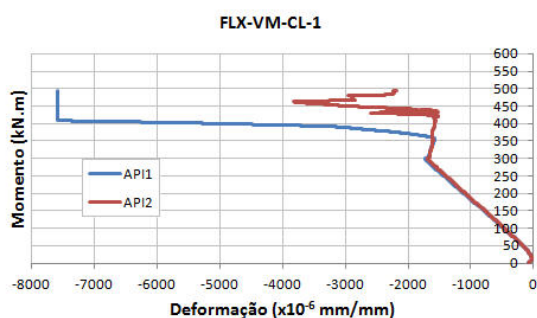
(f) vista posterior após remoção das placas de concreto

Figura 6.22 – Ensaio de flexão: ruptura da laje de concreto do protótipo FLX-VM-CL-2

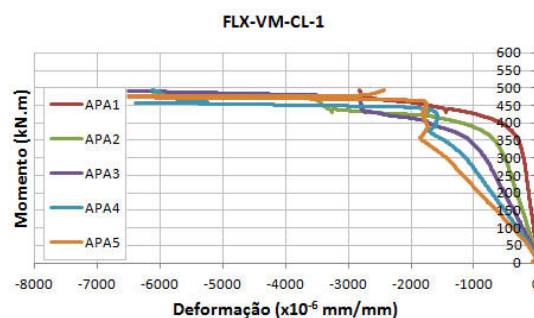
A razão entre a rigidez à flexão teórica e a experimental foi, em média, 1,134. Atribui-se essa discordância entre os valores teórico e experimental à faixa de amostragem de pontos adotada para se determinar a rigidez à flexão experimental. Aparentemente, a faixa de carregamento correspondente a $0,5M_{Re} \pm 0,2M_{Re}$ mostrou-se inapropriada. A adoção de uma faixa de amostragem de pontos para níveis de carregamento mais baixos reduziria tal discordância, garantindo-se que todos os pontos estariam localizados no trecho elástico linear da curva $M-\delta$.

6.3.4.2 Deformações no aço do perfil

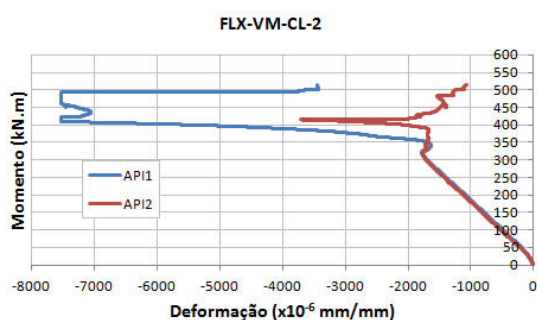
Na Fig. 6.23 está apresentada a relação entre o momento e a deformação no aço do tubo medidas na mesa inferior (extensômetros API1 e API2) e na alma anterior (extensômetros APA1 a APA5, numerados de forma crescente de cima para baixo), expressa em microdeformação ($\mu\epsilon$ ou 10^{-6} mm/mm). Não foram instalados extensômetros na mesa superior. O sinal positivo indica deformação de compressão e o sinal negativo indica deformação de tração. Em ambos os protótipos, observa-se que o aço do tubo estava totalmente tracionado e, quando do atingimento assintótico do momento resistente, entrou em escoamento.



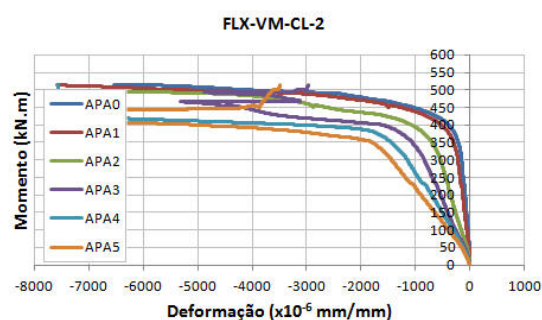
(a) FLX-VM-CL-1 (mesa inferior)



(b) FLX-VM-CL-1 (alma)



(c) FLX-VM-CL-2 (mesa inferior)



(d) FLX-VM-CL-2 (alma)

Figura 6.23 – Ensaio de flexão: deformações no aço do tubo: série FLX-VM-CL

6.3.4.3 Deformações no concreto do núcleo

Na Fig. 6.24 está apresentada a relação entre o momento e a deformação longitudinal no concreto na região próxima à mesa superior do tubo de aço, medida pelos extensômetros CNL1 e CNL2, expressa em micro-deformação ($\mu\epsilon$ ou 10^{-6} mm/mm), para os protótipos de vigas mistas com laje colaborante FLX-VM-CL. O sinal positivo indica deformação de compressão e o sinal negativo indica deformação de tração. Observa-se que nas vigas mistas com laje colaborante, as deformações foram de tração, indicando claramente que a linha neutra não passa pelo tubo de aço, mas pela laje de concreto. É possível novamente constatar que as leituras dos extensômetros CNL1 e CNL2 (deformações no concreto) foram consistentes com as leituras dos extensômetros APA1 e APA2 (deformações no aço), corroborando a hipótese de compatibilidade de deformações do aço e do concreto.

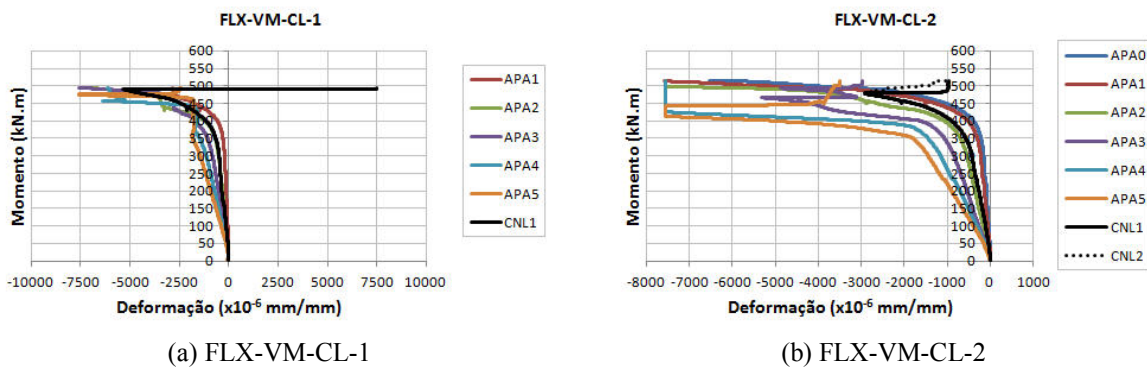


Figura 6.24 – Ensaio de flexão: deformações no concreto do núcleo: série FLX-VM-CL

6.3.4.4 Deformações no aço da armadura

Na Fig. 6.25 é apresentada a relação entre o momento e a deformação no aço da armadura passiva, medida pelos extensômetros AS1 (instalado na armadura posicionada na primeira camada, bitola 16 mm) e AS2 (instalado na armadura posicionada na segunda camada, bitola 16 mm), expressa em micro-deformação ($\mu\epsilon$ ou 10^{-6} mm/mm) para os protótipos de vigas mistas com laje colaborante FLX-VM-CL. Registra-se que o extensômetro AS1 do protótipo FLX-VM-CL-1 apresentou instabilidade nas leituras. Observa-se que, antes do início do platô, as deformações na armadura são inferiores a ϵ_{ys} ($\epsilon_{ys} = 2657 \mu\epsilon$), indicando que o aço das armaduras encontrava ainda na fase elástica, entrando em escoamento somente quando do atingimento assintótico do momento resistente.

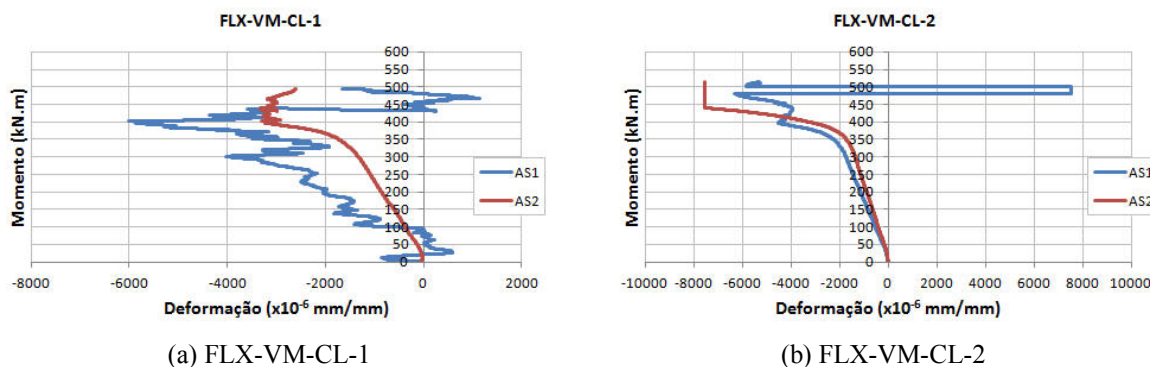
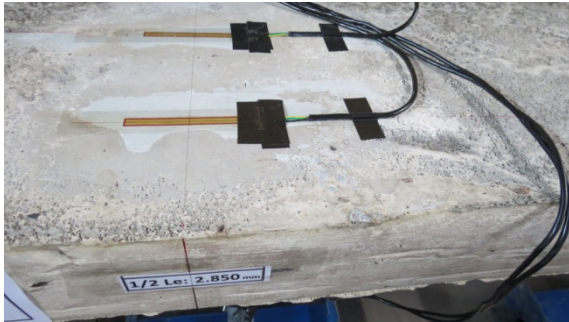


Figura 6.25 – Ensaio de flexão: deformações no aço da armadura passiva: série FLX-VM-CL

6.3.4.5 Deformações no concreto da laje

Foram instalados quatro extensômetros na superfície superior da laje (extensômetros CLSA1, CLSA2, CLSP1 e CLSP2) e quatro extensômetros na superfície inferior da laje (extensômetros CLIA1, CLIA2, CLIP1 e CLIP2). Na Fig. 6.26 são apresentadas imagens dos extensômetros colados nas superfícies superior e inferior da laje de concreto, na seção central do protótipo FLX-VM-CL-1.

Nas figs. 6.27 e 6.28 é apresentada a relação entre o momento e a deformação no concreto medida por cada extensômetro. O sinal positivo indica deformação de compressão e o sinal negativo indica deformação de tração. Destaca-se a boa concordância entre as leituras dos pares de extensômetros instalados próximos à borda livre e entre as leituras dos pares de extensômetros instalados próximos ao tubo de aço: CLSA1 e CLSA2, CLSP1 e CLSP2, CLIA1 e CLIA2, e CLIP1 e CLIP2. Durante o comportamento elástico dos protótipos, observa-se que as deformações nas faces superior e inferior foram de compressão (positivas) ou quase nulas, indicando que a linha neutra elástica localizava-se no tubo de aço, provavelmente, na mesa superior. No comportamento inelástico, as deformações na face inferior foram de tração (negativas), indicando que a linha neutra deslocou-se para a laje de concreto. A localização da LNP na laje de concreto foi corretamente prevista pelos procedimentos analíticos. Especificamente, a localização da LNP determinada teoricamente ficou distante 68,11 mm e 68,18 mm da superfície superior da laje maciça com 100 mm de espessura, para os protótipos FLX-VM-CL-1 e FLX-VM-CL-2, respectivamente. Sendo assim, o concreto no interior do tubo de aço ficou totalmente tracionado não contribuindo, portanto, para a capacidade resistente da viga mista.

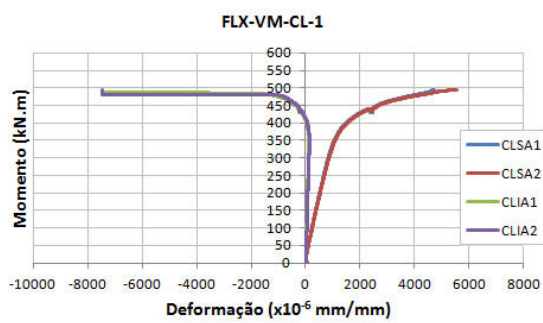


(a) face superior da laje

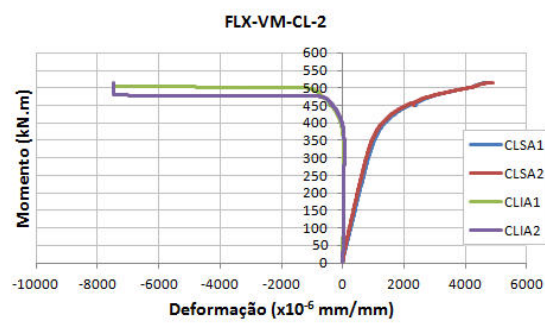


(b) face inferior da laje

Figura 6.26 – Ensaio de flexão: extensometria da laje de concreto: série FLX-VM-CL

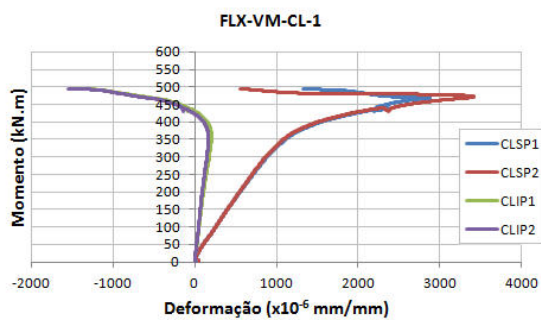


(a) protótipo FLX-VM-CL-1

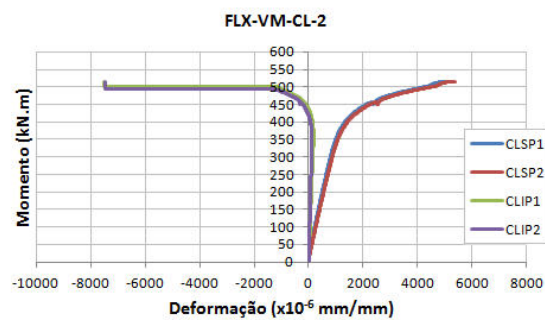


(b) protótipo FLX-VM-CL-2

Figura 6.27 – Ensaio de flexão: deformações no concreto da laje maciça (face anterior): série FLX-VM-CL



(a) protótipo FLX-VM-CL-1



(b) protótipo FLX-VM-CL-2

Figura 6.28 – Ensaio de flexão: deformações no concreto da laje maciça (face posterior): série FLX-VM-CL

Uma vez que a armadura passiva no interior do núcleo de concreto tracionado contribuiu para a capacidade resistente da viga mista, pode-se sugerir a inserção de uma taxa de armadura maior de forma a deslocar a LNP para baixo, em direção à mesa superior do tubo de aço, visando a maximizar a contribuição do concreto comprimido da laje e a contribuição do aço

tracionado das armaduras passivas na capacidade resistente da viga mista. Sugere-se também o preenchimento do tubo de aço com concreto leve para reduzir o aumento de peso decorrente desse preenchimento.

6.3.4.6 Deslizamento relativo entre o tubo de aço e a laje de concreto

Na Fig. 6.29 são ilustradas as curvas momento-escorregamento $M-e$ (deslizamento relativo) entre o tubo de aço e a laje de concreto, medido pelos transdutores de deslocamento horizontal TD4 (extremidade à direita) e TD5 (extremidade à esquerda).

Observa-se que deslizamento relativo na superfície de contato entre o tubo de aço e a laje de concreto foi desprezável para ambos os protótipos da série FLX-VM-CL, confirmando o estabelecimento de interação completa entre os dois componentes da viga mista conforme projetado.

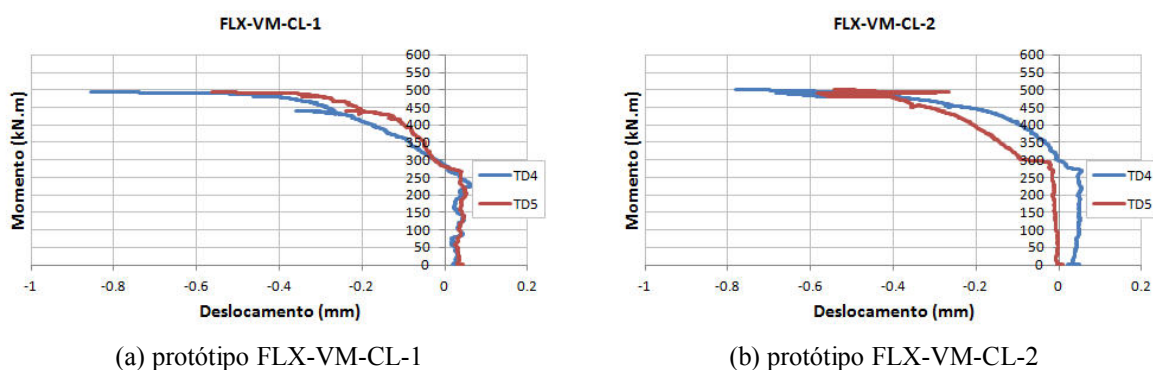


Figura 6.29 – Ensaio de flexão: deslizamento relativo entre o tubo de aço e a laje de concreto: série FLX-VM-CL

6.3.5 Deslocamento vertical nas seções de aplicação da força localizada

A Fig. 6.30 apresenta as curvas momento-deslocamento $M-\delta$, onde δ é deslocamento vertical nas seções de aplicação da força localizada: a primeira, situada a $L_0/3$ (medida pelo TD2) e, a segunda, situada a $2L_0/3$ (medida pelo TD3).

Primeiramente, nota-se que as duas curvas praticamente se sobrepõem, conforme esperado, indicando a simetria no posicionamento dos protótipos em relação ao eixo do atuador hidráulico e o nivelamento dos mesmos. Nos protótipos das vigas de aço FLX-VA, observa-se um comportamento bastante semelhante das duas curvas até o atingimento do momento máximo. A partir daí, o comportamento pós-pico, caracterizado pelo tramo descendente das curvas, tornou-se diferenciado, i.e., ocorreu uma separação das curvas: o deslocamento vertical na seção situada a $L_0/3$ apresentou-se significativamente maior em relação ao deslocamento vertical na seção situada a $2L_0/3$, em decorrência do efeito da força localizada próximo àquela seção.

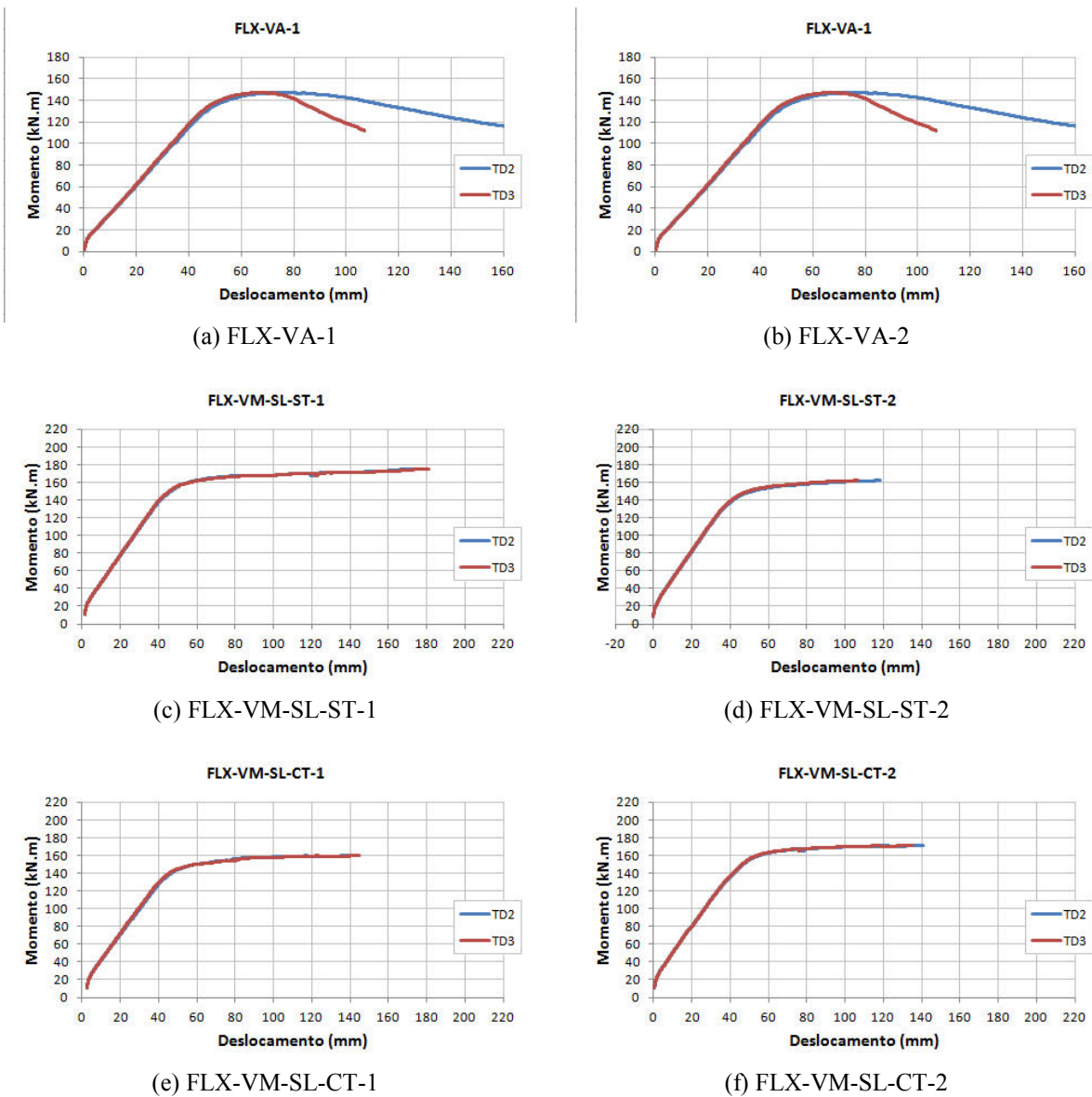


Figura 6.30 – Ensaio de flexão: curvas momento-deslocamento (TD2 e TD3)

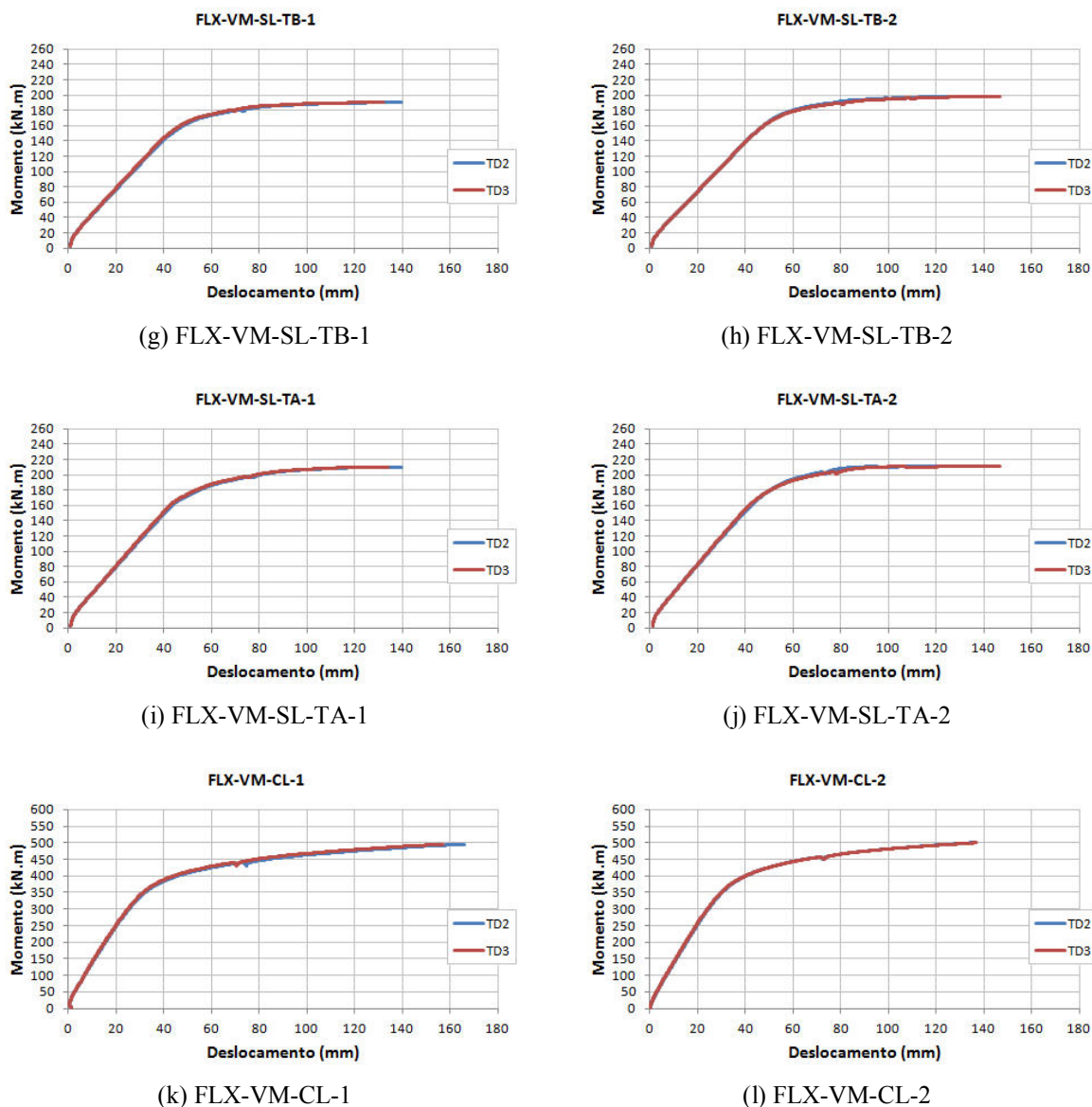


Figura 6.30– Ensaio de flexão: curvas momento-deslocamento (TD2 e TD3) (cont.)

O comportamento dos protótipos das vigas mistas sem laje colaborante FLX-VM-SL, avaliado pelas deslocamento vertical nas seções de aplicação de força localizada, acompanhou o comportamento avaliado pela flecha na seção central: uma fase elástica, seguida por uma fase inelástica e um platô de escoamento. Finalmente, o comportamento das vigas mistas com laje colaborante FLX-VM-CL, avaliado pelas leituras de deslocamento vertical dos transdutores de deslocamento TD2 e TD3, também acompanhou o respectivo comportamento avaliado pelas leituras de flecha do transdutor de deslocamento TD1.

A Fig. 6.31 apresenta as curvas de deslocamento vertical ao longo do comprimento da viga, onde o eixo horizontal representa a distância x , expressa em milímetros (mm), que localiza a seção transversal em relação ao apoio móvel à esquerda ($x = 0$ mm) e o eixo vertical representa o deslocamento vertical δ , expresso em milímetros (mm). As curvas foram geradas a partir das leituras de deslocamentos medidos pelos transdutores de deslocamento TD1 ($x = L_0/2 = 2850$ mm), TD2 ($x = L_0/3 = 1900$ mm) e TD3 ($x = 2L_0/3 = 3800$ mm), para diferentes níveis de carregamento. A partir das curvas de deslocamento vertical é possível notar a maior rigidez à flexão (menor deslocamento para o mesmo nível de carregamento) e a maior ductilidade (maior deslocamento para nível de carregamento mais elevado, sem apresentar qualquer modo de falha) das vigas mistas em relação às vigas de aço. Adicionalmente, é possível notar o comportamento bastante similar dos dois protótipos de vigas de cada série. A partir de tal observância, foi descartada a necessidade de se ensaiar o terceiro protótipo de cada série. Esses protótipos ficaram reservados para, futuramente, investigar-se outros aspectos sobre o comportamento de vigas mistas.

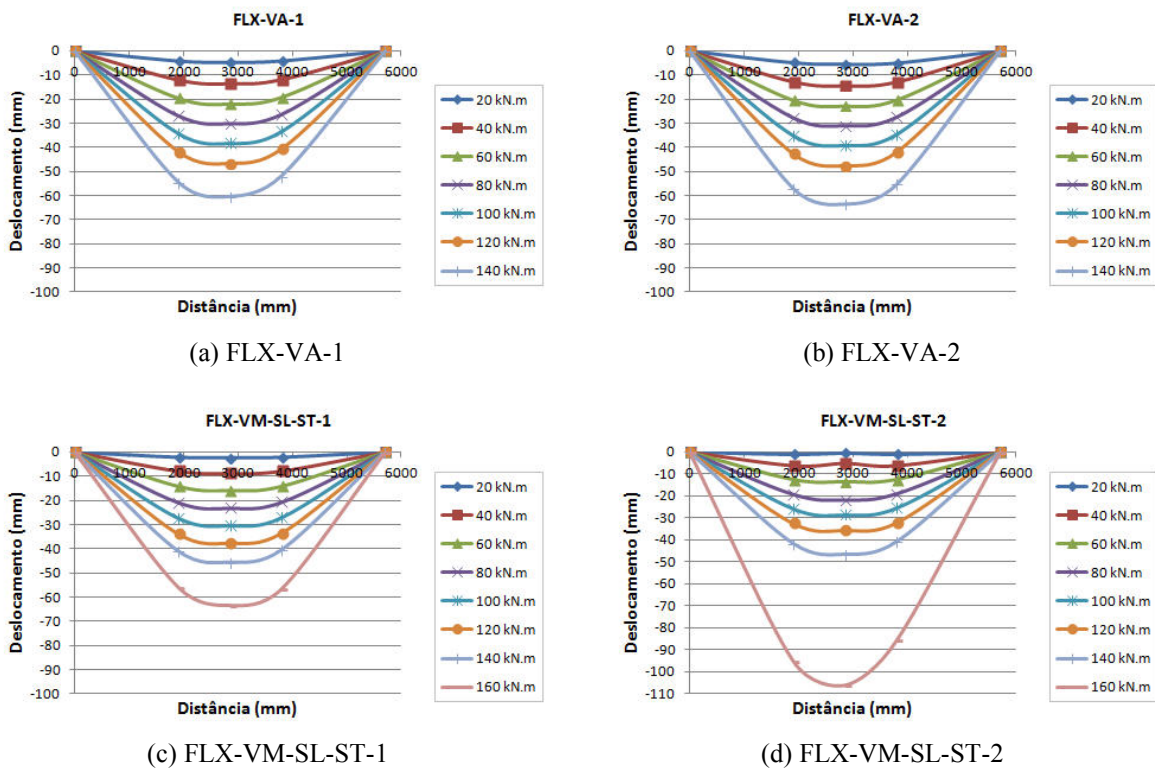
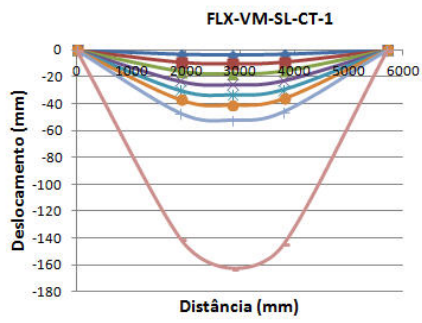
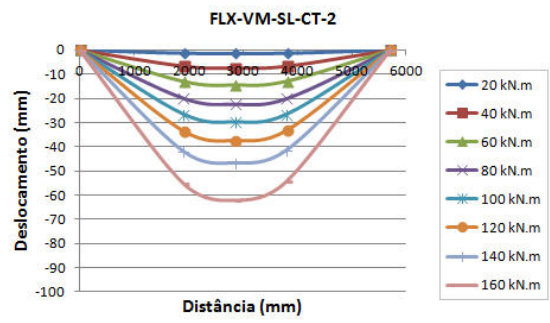


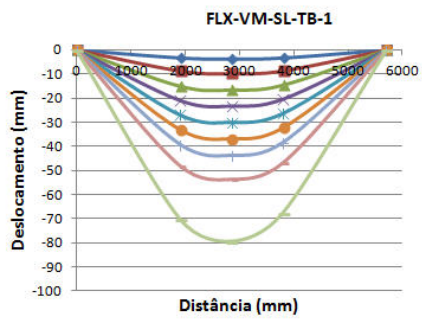
Figura 6.31 – Ensaio de flexão: curvas de deslocamento vertical



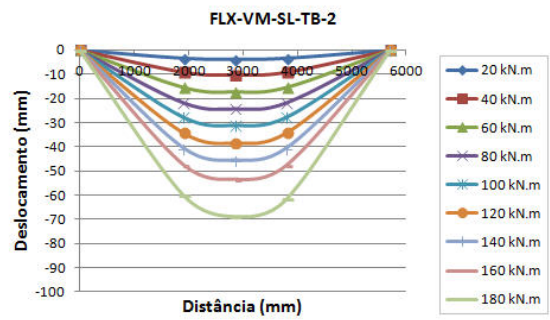
(e) FLX-VM-SL-CT-1



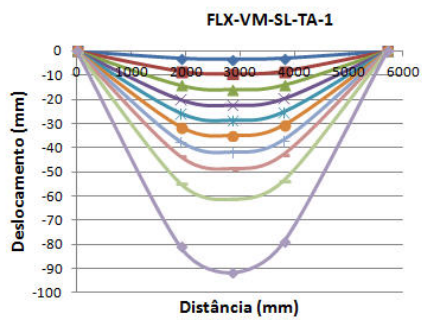
(f) FLX-VM-SL-CT-2



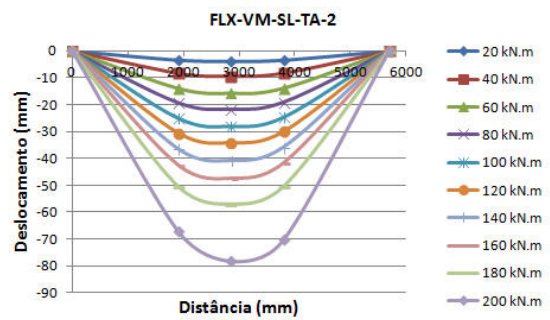
(g) FLX-VM-SL-TB-1



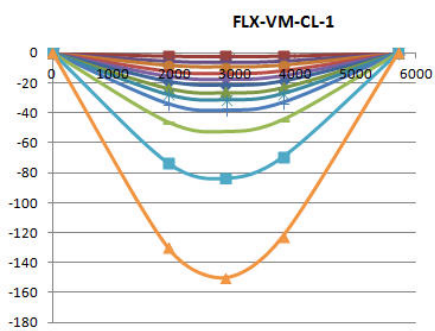
(h) FLX-VM-SL-TB-2



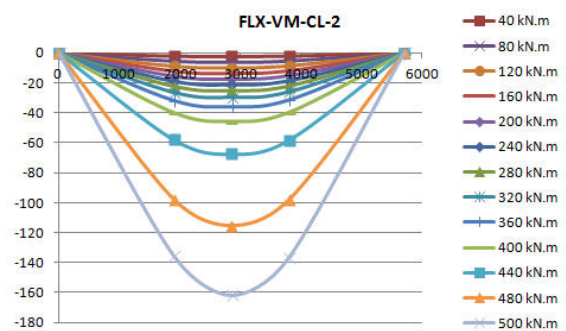
(i) FLX-VM-SL-TA-1



(j) FLX-VM-SL-TA-2



(k) FLX-VM-CL-1



(l) FLX-VM-CL-2

Figura 6.31 – Ensaio de flexão: curvas de curvas de deslocamento vertical (cont.)

6.3.6 Influência da condição da interface tubo de aço-núcleo de concreto

A Fig. 6.32 apresenta as curvas momento-escorregamento M - e entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, medido pelos transdutores de deslocamento horizontal TD4 (extremidade à direita) e TD5 (extremidade à esquerda). Os valores do escorregamento correspondentes ao momento resistente em cada extremidade, bem como do escorregamento total dado pela soma dos valores medidos pelo TD4 e TD5 são listados na Tab. 6.4.

Tabela 6.4 – Ensaio de flexão: resultados para o escorregamento entre o tubo de aço e o núcleo de concreto

Protótipo (designação)	Escorregamento	Escorregamento	Escorregamento
	DT4 mm	DT5 mm	Total mm
FLX-VM-SL-ST-1	0,421	0,304	0,724
FLX-VM-SL-ST-2	0,243	0,059	0,303
FLX-VM-SL-CT-1	-2,133	-2,064	-4,197
FLX-VM-SL-CT-2	-4,552	-0,755	-5,307
FLX-VM-SL-TB-1	0,093	0,057	0,150
FLX-VM-SL-TB-2	0,073	-0,003	0,070
FLX-VM-SL-TA-1	0,120	0,001	0,121
FLX-VM-SL-TA-2	0,186	0,018	0,204
FLX-VM-CL-1	-	-	-
FLX-VM-CL-2	-	-	-

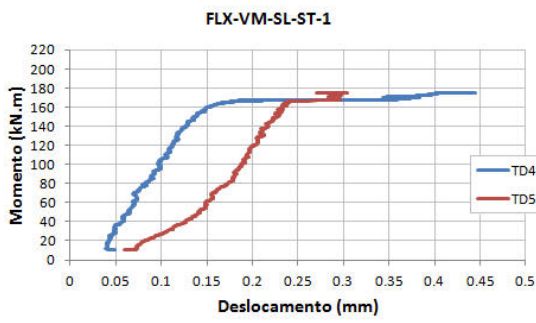
Observa-se claramente que os valores do escorregamento foram significativamente maiores para os protótipos de viga mista sem laje colaborante que receberam tratamento especial (pintura e cera desmoldante) na superfície interna da parede do tubo de aço (protótipos FLX-VM-SL-CT). Nos ensaios desses protótipos, o valor do escorregamento total foi 4,197 mm para o protótipo FLX-VM-SL-CT-1 e 5,307 mm para o protótipo FLX-VM-SL-CT-2. Em contrapartida, o escorregamento total apresentado pelos demais protótipos que não receberam tratamento algum variou entre 0,070 mm e 0,724 mm, valores considerados desprezáveis. Na Fig. 6.33 é mostrado o escorregamento na extremidade à direita do protótipo FLX-VM-SL-CT-2.



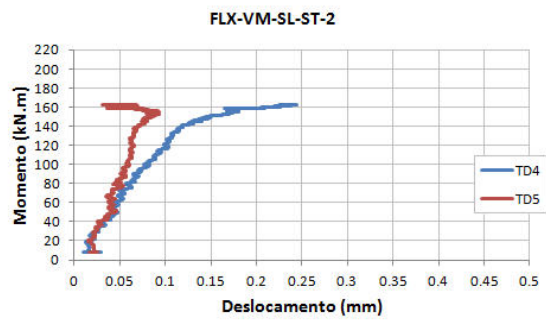
Figura 6.32 – Ensaio de flexão: escorregamento entre tubo de aço e núcleo de concreto

O comportamento similar apresentado pelos transdutores de deslocamento DT04 e DT05 no protótipo FLX-VM-SL-CT-1 sugere que a lubrificação da superfície interna da parede do tubo apresentou-se razoavelmente homogênea ao longo do comprimento da viga mista. Tal fato não foi observado no protótipo FLX-VM-SL-CT-2. Aparentemente, as condições da interface aço-concreto foram distintas para cada metade da viga mista pois os transdutores de deslocamento apresentaram comportamentos relativamente diferentes. Não obstante, a observância das curvas $M-e$ de ambos os protótipos, sugere que existe um valor de carregamento para o qual o escorregamento começa a se tornar mais significativo, diferenciando das curvas $M-e$ dos demais protótipos sem qualquer tratamento. Para o protótipo FLX-VM-SL-CT-1, esse valor foi entre 80 kN.m e 100 kN.m e para o protótipo FLX-VM-SL-CT-2, esse valor foi entre 80 kN.m e 120 kN.m.

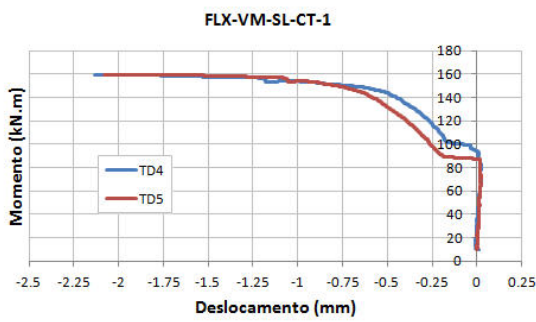
Esse fato sugere que a associação de pintura anticorrosiva e cera desmoldante para lubrificar a superfície interna da parede do tubo de aço foi eficaz em minimizar a aderência química entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Adicionalmente, a superfície interna da parede do tubo de aço dos protótipos sem tratamento mostrou-se áspera, rugosa e relativamente oxidada o suficiente para tornar desprezável o escorregamento entre os dois componentes da viga mista.



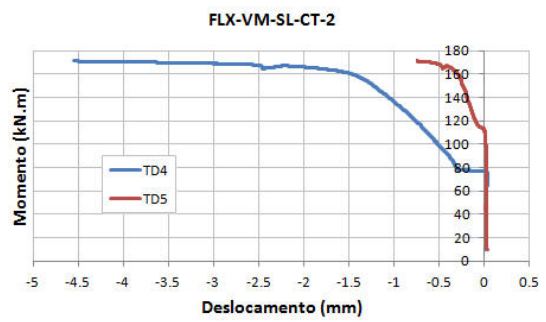
(a) FLX-VM-SL-ST-1



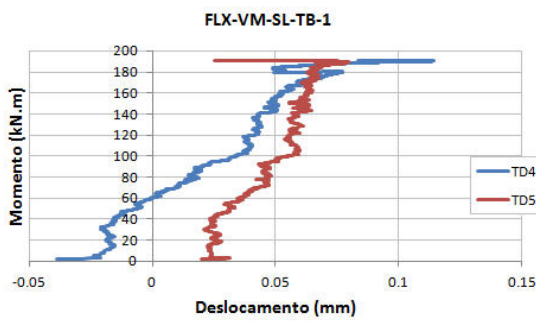
(b) FLX-VM-SL-ST-2



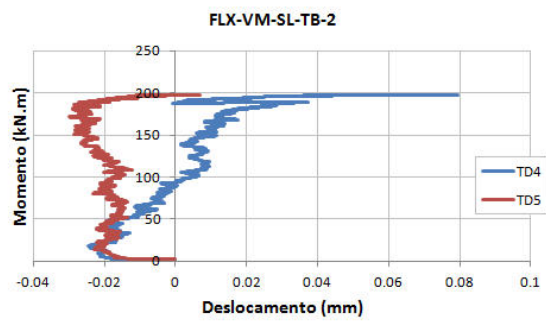
(c) FLX-VM-SL-CT-1



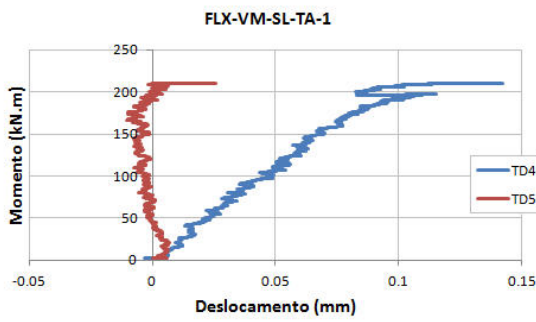
(d) FLX-VM-SL-CT-2



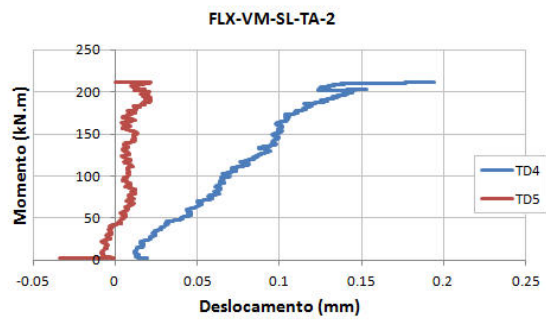
(e) FLX-VM-SL-TB-1



(g) FLX-VM-SL-TB-2



(h) FLX-VM-SL-TA-1



(i) FLX-VM-SL-TA-2

Figura 6.33 – Ensaio de flexão: curvas momento-escorregamento entre tubo de aço e núcleo de concreto

Comparando-se os resultados do momento resistente obtidos experimentalmente para os protótipos de vigas mistas sem tratamento (protótipos FLX-VM-SL-ST) com aqueles obtidos para os protótipos de vigas mistas com tratamento (protótipos FLX-VM-SL-CT) constata-se que, apesar da diferença considerável entre os valores do escorregamento, não houve diferença significativa entre os valores do momento resistente. O momento resistente experimental para os protótipos sem tratamento foi 171,59 kN.m (flecha 162,85 mm) e 162,18 kN.m (flecha 134,03) e para os protótipos com tratamento foi 159,90 kN.m (flecha 162,61 mm) e 170,92 kN.m (flecha 162,86 mm). Em média, o momento resistente experimental dos protótipos sem tratamento (valor médio 166,89 kN.m) foi 0,9% maior que o momento resistente dos protótipos com tratamento (valor médio 165,41 kN.m). Finalmente, em média, a rigidez à flexão experimental dos protótipos sem tratamento (valor médio 9341,77 kN.m²) foi 5,2% maior que a rigidez à flexão dos protótipos com tratamento (valor médio 8881,64 kN.m²).

Portanto, pode-se concluir que as condições de lubrificação da interface aço-concreto (com ou sem tratamento com pintura anticorrosiva e cera desmoldante) não influenciaram a ação conjunta entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Aparentemente, a ligação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto deu-se exclusivamente pelas condições de rugosidade, aspereza e oxidação da parede do tubo e pelo encurvamento das vigas mistas durante o ensaio.

6.3.7 Influência da taxa de armadura passiva

6.3.7.1 Desempenho relativo

A influência da inserção da armadura passiva no momento resistente e na rigidez à flexão das vigas mistas sem laje colaborante é ilustrada, respectivamente, nos gráficos das figs. 6.34 e 6.35. Nesses gráficos, estão representados o valor médio do momento resistente e o valor médio da rigidez à flexão obtidos para os dois protótipos de vigas mistas das séries FLX-VM-SL-ST (série de referência), FLX-VM-SL-TB e FLX-VM-SL-TA. Esses valores estão listados na Tab. 6.5, assim como a razão entre o momento resistente médio de cada série e o momento

resistente médio da série de referência e a razão entre a rigidez média de cada série e a rigidez médio da série de referência.

Tabela 6.5 – Ensaio de flexão: influência da taxa de armadura passiva

Série (designação)	M_{Re}	$\frac{M_{Re}}{M_{Re_ref}}$	K_e	$\frac{K_e}{K_{e_ref}}$
FLX-VM-SL-ST	166,89	1,000	9341,77	1,000
FLX-VM-SL-TB	194,15	1,163	9956,29	1,066
FLX-VM-SL-TA	211,00	1,264	10964,11	1,174

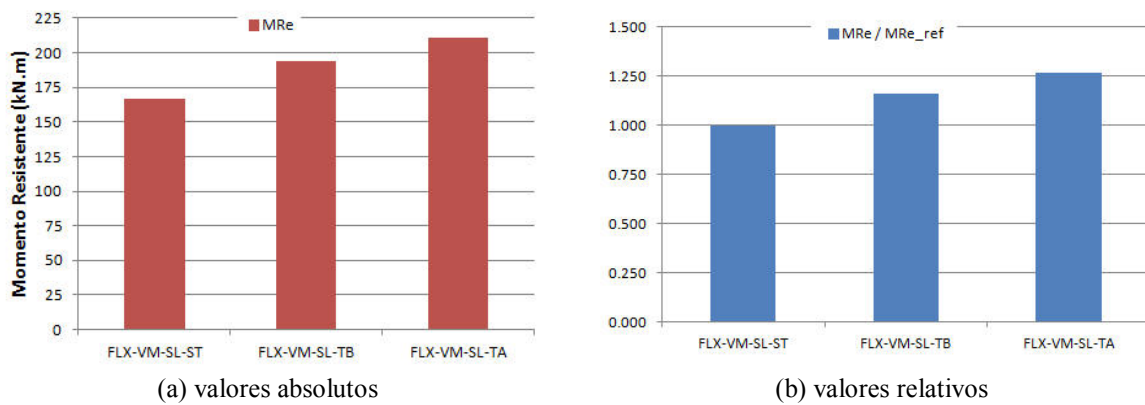


Figura 6.34 – Ensaio de flexão: influência da taxa da armadura no momento resistente

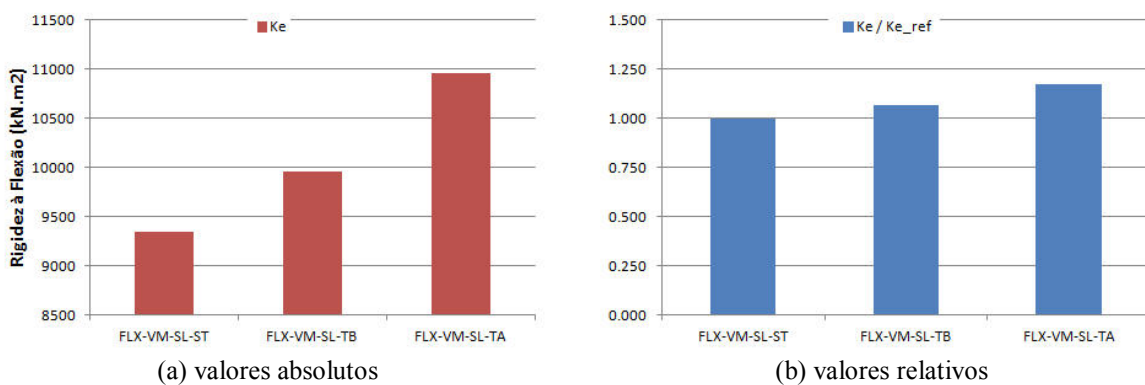


Figura 6.35 – Ensaio de flexão: influência da taxa da armadura no rigidez à flexão

Observa-se que a inserção da armadura no interior do núcleo de concreto mostrou-se benéfica tanto para a capacidade resistente ao momento fletor quanto para a rigidez à flexão. Introduzindo-se uma taxa de armadura de 1,3%, obteve-se um aumento de 16,3% e 6,6% no momento resistente e na rigidez à flexão, respectivamente, em relação à viga mista sem armadura. A introdução de uma taxa de armadura de 2,6% resultou em um aumento de 26,4% e 17,4% no momento resistente e na rigidez à flexão, respectivamente, em comparação à viga mista sem armadura.

Pelas curvas momento-deslocamento $M-\delta$ apresentadas na Fig. 6.4, pode-se notar também que os dois protótipos das séries FLX-VM-SL-TB e FLX-VM-SL-TA apresentaram comportamento bastante similar entre si enquanto os dois protótipos da série FLX-VM-SL-ST apresentaram comportamento menos similar. Pode-se atribuir essa uniformização do comportamento entre os protótipos à armadura passiva inserida no núcleo de concreto. Finalmente, a armadura passiva também influenciou no padrão de fissuração do núcleo de concreto, conforme descrito no item 6.3.8.

Portanto, é possível concluir que o preenchimento do tubo de aço com concreto armado é mais vantajoso em termos de comportamento estrutural. Quanto maior a taxa de armadura passiva, maior o aumento no momento resistente e maior o aumento na rigidez à flexão. Sugere-se que o dimensionamento da armadura passiva no interior do núcleo de concreto seja norteado pelos procedimentos normativos para vigas de concreto armado em situação de incêndio. Neste caso, deve-se considerar o dimensionamento da armadura à flexão e ao cisalhamento.

6.3.8 Influência da laje maciça colaborante

6.3.8.1 Desempenho relativo

A configuração da seção transversal mista dos protótipos das séries FLX-VM-SL-TA e FLX-VM-CL difere apenas quanto à presença ou não da laje maciça de concreto sobreposta ao

perfil de aço tubular. Na Tab. 6.6, são listados o valor médio do momento resistente e o valor médio da rigidez à flexão obtidos para os dois protótipos de vigas mistas de cada uma das séries. São listadas também a razão entre o momento resistente médio de cada série e o momento resistente médio da série de referência (FLX-VM-SL-TA) e a razão entre a rigidez média de cada série e a rigidez médio da série de referência.

Tabela 6.6 – Ensaio de flexão: influência da laje maciça colaborante

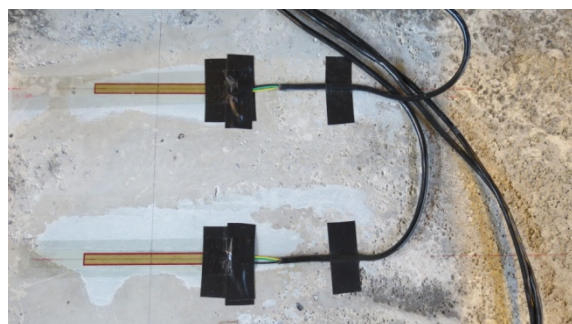
Série (designação)	M_{Re}	$\frac{M_{Re}}{M_{Re_ref}}$	K_e	$\frac{K_e}{K_{e_ref}}$
FLX-VM-SL-TA	211,00	1,000	10964,11	1,000
FLX-VM-CL	484,14	2,294	34178,66	3,117

Conforme esperado, a contribuição da laje maciça é bastante significativa tanto para a capacidade resistente ao momento fletor quanto para a rigidez à flexão. A associação da laje maciça com o tubo de aço preenchido com concreto armado proporcionou um aumento de 2,294 vezes o momento resistente da viga mista de referência sem laje. O aumento da rigidez à flexão foi ainda mais significativo: a laje colaborante proporcionou um aumento de 3,117 vezes a rigidez da viga mista de referência.

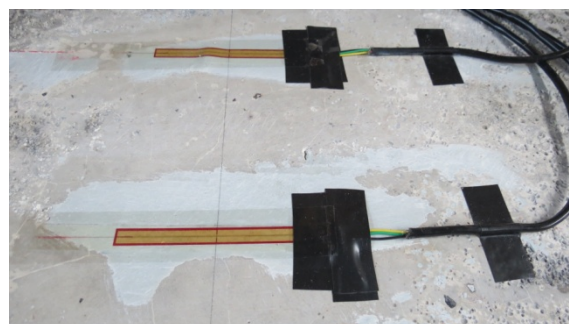
6.3.8.2 Fissuração na laje de concreto

(a) Protótipo FLX-VM-CL-1

Em função das condições de aplainamento e alisamento final da superfície do concreto da laje, a massa plástica, cuja função era de apenas preencher porosidades e corrigir pequenos e defeitos localizados da superfície do concreto, formou, em alguns casos, uma película contínua que, sob as elevadas tensões de compressão ao término do ensaio, destacou-se do concreto. Como o ensaio do protótipo FLX-VM-CL-1 foi interrompido antes de se atingir a ruptura experimental da viga mista, não foram observados esmagamentos ou fissuras na laje de concreto. Nas figs. 6.36 e 6.37 são ilustradas as condições dos extensômetros colados sobre a superfície superior da laje para as vistas anterior e posterior, respectivamente. Na Fig. 6.36d é mostrado o destacamento do extensômetro da superfície juntamente com o descolamento da película de massa plástica ao término do ensaio.



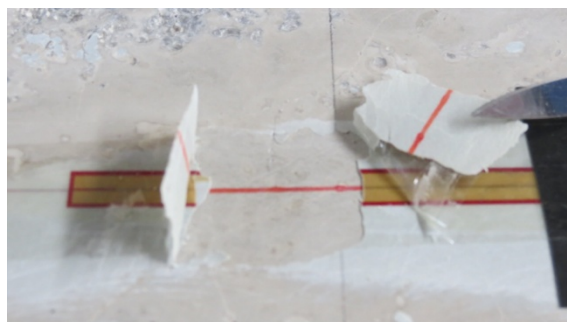
(a) extensômetros no início do ensaio



(b) extensômetros ao término do ensaio



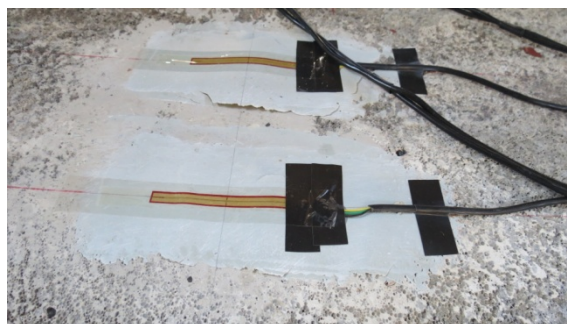
(c) extensômetro próximo ao tubo de aço (antes da remoção da película de massa plástica)



(d) extensômetro próximo ao tubo de aço (após a remoção da película de massa plástica)

Figura 6.36 – Ensaio de flexão: extensômetros na face superior da laje (vista anterior) do protótipo FLX-VM-CL-1

imagem não disponível



(a) extensômetros no início do ensaio

(b) extensômetros ao término do ensaio



(c) extensômetro próximo à borda livre



(d) extensômetro próximo ao tubo de aço

Figura 6.37 – Ensaio de flexão: extensômetros na face superior da laje (vista posterior) do protótipo FLX-VM-CL-1

(b) Protótipo FLX-VM-CL-2

Conforme mencionado anteriormente, a ruptura da laje ocorreu de forma característica, ou seja, pelo deslocamento do concreto na face superior comprimida, conforme mostrado na Fig. 6.38a. Ao término do ensaio, é possível notar pelas figs. 6.38a a 6.38c que, ao longo da espessura de 100 mm da laje maciça, os 20 mm superiores estavam sob compressão e os 80 mm inferiores estavam sob tração, aproximadamente.

As imagens da Fig. 6.39 ilustram vistas da fissuração nas faces lateral (borda livre) e inferior da laje e corroboram essa afirmação. Não ocorreu o destacamento dos extensômetros comprimidos. Quanto à propagação das fissuras da borda livre da laje maciça em direção ao tubo de aço, constata-se que as fissuras na face inferior da laje apresentaram configurações características: a abertura das fissuras apresentou-se maior na borda livre, tornando-se cada vez menor na medida em que se propagou em direção ao perfil de aço, zerando até mesmo antes de o atingir.



(a) ruptura da laje (vista anterior)



(b) borda da laje (vista anterior)



(c) borda da laje (vista posterior)

Figura 6.38 – Ensaio de flexão: término do ensaio do protótipo FLX-VM-CL-2



(a) fissura principal (vista anterior #1)



(b) fissura principal (vista anterior #2)



(c) fissura principal (vista anterior #3)

(d) fissuras na região entre $L_0/3$ e $L_0/2$ (vista anterior)(e) fissuras na região entre $L_0/3$ e $L_0/2$ (vista anterior)

Figura 6.39 – Ensaio de flexão: propagação das fissuras na face inferior da laje maciça do protótipo FLX-VM-CL-2

6.4 Imperfeições do núcleo de concreto

Conforme descrito no capítulo precedente (item 5.4.6), após o término da execução dos ensaios de flexão, foi realizado um corte linear de 500 mm na mesa superior de cada protótipo, centralizado em relação à seção central situada a $L_0/2$, para inspeção da face superior do núcleo de concreto.

Na Fig. 6.40 são mostradas imagens da face superior do núcleo de concreto de um protótipo de cada série, escolhido aleatoriamente. Observou-se o mesmo padrão de imperfeições identificado nos protótipos dos ensaios de concretagem (ver item 5.3.3). A face superior do núcleo de concreto apresentou-se bastante irregular, com inúmeras descontinuidades, oriundas do processo de preenchimento do tubo na posição horizontal, com diferentes formatos, comprimentos, larguras e profundidades.



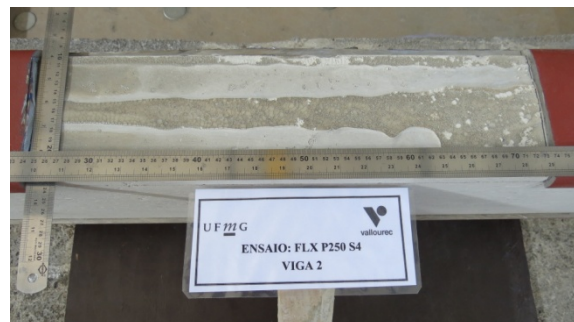
(a) FLX-VM-SL-CT-1



(b) FLX-VM-SL-ST-2



(c) FLX-VM-SL-TB-2



(d) FLX-VM-SL-TA-2



(e) FLX-VM-CL-2 (vista superior)



(f) FLX-VM-CL-2 (vista lateral)

Figura 6.40 – Ensaio de flexão: imperfeições do núcleo de concreto

6.5 Fissuração do núcleo de concreto

Conforme descrito no capítulo precedente (item 5.4.6), após a execução dos ensaios de flexão, um protótipo de cada série de viga mista preenchida com concreto foi aleatoriamente selecionado para se proceder à inspeção visual do núcleo de concreto na região situada entre as duas cargas concentradas (distância igual a 1900 mm), estendendo-se 300 mm de cada lado, totalizando um corte linear de 2500 mm. Nas figs. 6.41 a 6.45 são mostradas imagens do padrão de fissuração do núcleo de concreto observado em um protótipo de cada série, escolhido aleatoriamente.

O protótipo de viga mista sem laje colaborante que recebeu tratamento (pintura e cera desmoldante) na superfície interna da parede do tubo de aço, FLX-VM-SL-CT-1, apresentou fissuras com espaçamento e características iguais às aquelas apresentadas por vigas de concreto armado, ou seja, o tubo de aço não influenciou, significativamente, a configuração da fissuração, pois o deslizamento relativo entre o aço do tubo e o concreto do núcleo foi permitido (ver Fig. 6.41).

(a) região central a $L/2$ (b) região da carga concentrada a $L/3$ (c) região da carga concentrada a $2L/3$ (d) região entre $L/3$ e $L/2$ (e) região entre $L/3$ e $L/2$

Figura 6.41 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-CT-1

O protótipo de viga mista sem laje colaborante que não recebeu qualquer tratamento da superfície interna da parede do tubo de aço, FLX-VM-SL-ST-2, apresentou fissuras com espaçamentos bem menores (aproximadamente metade) que aqueles apresentados pelo protótipo FLX-VM-SL-CT-1, indicando que o atrito fez com que o tubo de aço funcionasse como armadura do núcleo de concreto, aumentando o número de fissuras e diminuindo o espaçamento e a abertura das mesmas (ver Fig. 6.42).

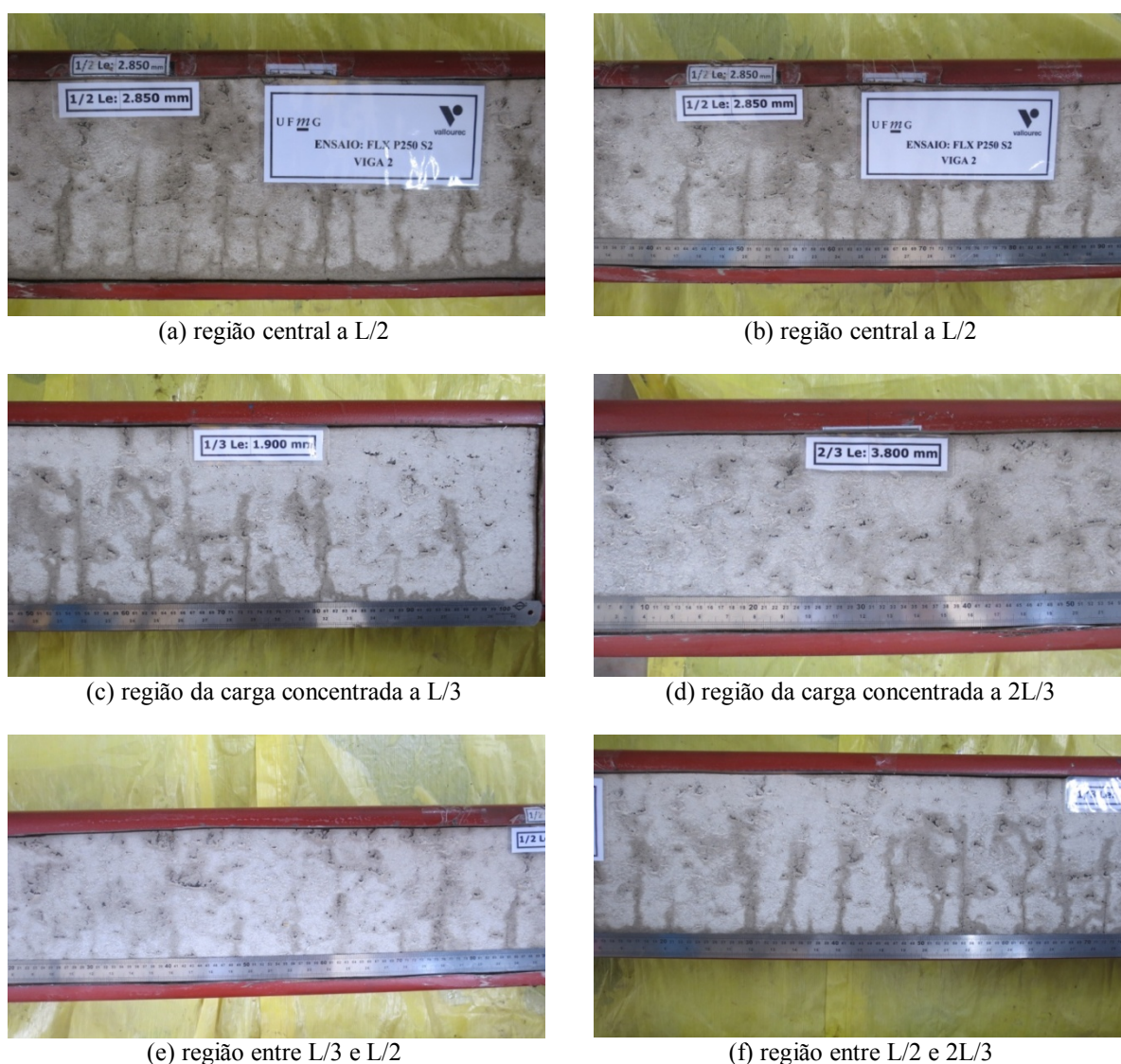


Figura 6.42 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-ST-2

O protótipo de viga mista sem laje colaborante com taxa baixa de armadura passiva, FLX-VM-SL-TB-2, apresentou fissuras com espaçamentos praticamente iguais àqueles apresentados pelo protótipo FLX-VM-SL-ST-2, provavelmente porque a única camada de barras da armadura passiva, por estar bem próxima da mesa inferior do perfil tubular de aço, dividiu com este a função de definir a configuração de fissuração, aumentando o número de fissuras e diminuindo o espaçamento e a abertura das mesmas. Em outras palavras, a taxa baixa de armadura não influenciou a configuração de fissuração em relação ao protótipo no núcleo de concreto não armado (ver Fig. 6.43).

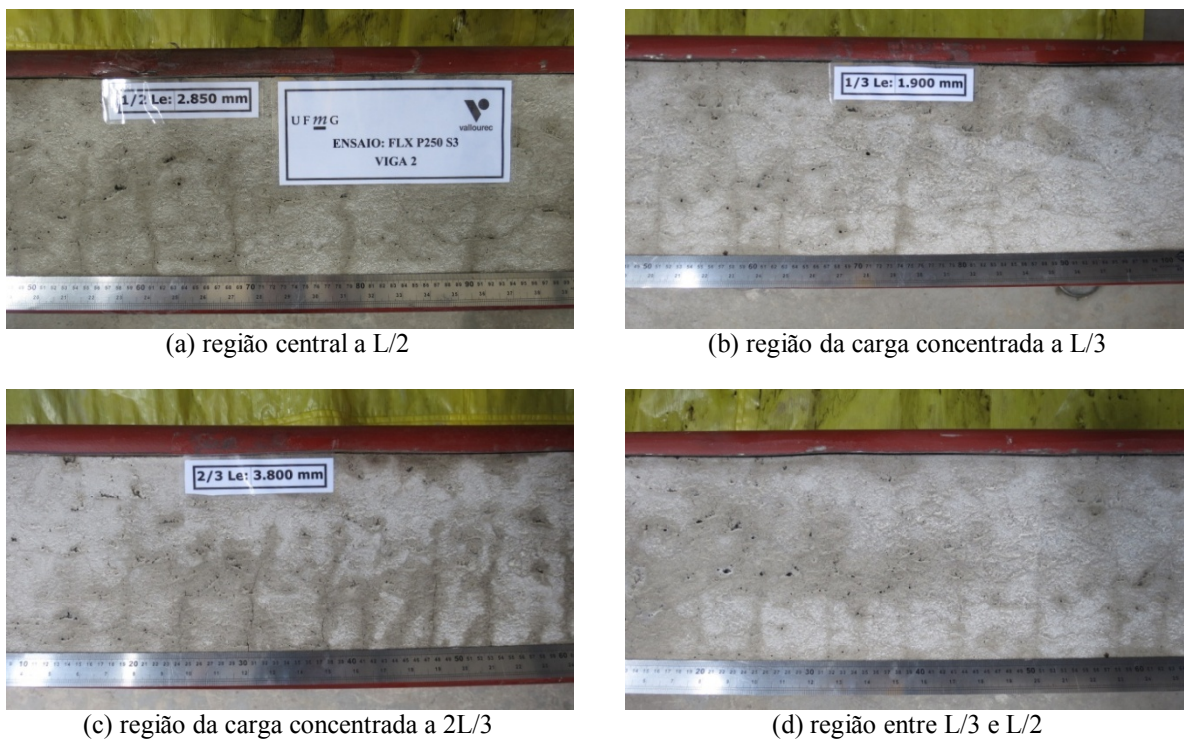


Figura 6.43 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-TB-2

O protótipo de viga mista sem laje colaborante com taxa alta de armadura passiva, FLX-VM-SL-TA-2, apresentou fissuras com espaçamentos bem menores (aproximadamente metade) que aqueles apresentados pelo protótipo FLX-VM-SL-TB-2, indicando que o aumento da taxa de armadura limitou significativamente a abertura das fissuras, implicando no aumento de seu número e na diminuição do espaçamento. O fato das barras da armadura estarem em duas camadas, também, influiu favoravelmente para a redução da abertura das fissuras. Tal comportamento é coerente com a Teoria do Concreto Armado (ver Fig. 6.44).

(a) região central a $L/2$ (b) região da carga concentrada a $L/3$ (c) região da carga concentrada a $2L/3$ (d) região entre $L/3$ e $L/2$ (e) região entre $L/2$ e $2L/3$

Figura 6.44 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-SL-TA-2

O protótipo de viga mista com laje colaborante com taxa alta de armadura passiva, FLX-VM-CL-2, apresentou fissuras com espaçamentos ainda menores que os apresentados pelo protótipo FLX-VM-SL-TA-2, apesar do momento resistente ser mais que o dobro que aquele referente ao protótipo FLX-VM-SL-TA-2. Convém registrar que esse resultado é também coerente com a Teoria do Concreto Armado, pois as quatro barras de armadura, apesar de bem mais solicitadas, cumpriram eficientemente a função de limitar a abertura de fissuras. Deve-se observar que a diferença principal entre as fissuras da viga FLX-VM-SL-TA-2 e FLX-VM-CL-2 reside no fato de as fissuras nesta última afetarem toda a altura da viga de concreto (ver Fig. 6.45).

(a) região central a $L/2$ (b) região da carga concentrada a $L/3$ (c) região da carga concentrada a $2L/3$ (d) região entre $L/3$ e $L/2$ (e) região entre $L/2$ e $2L/3$

Figura 6.45 – Ensaio de flexão: fissuração do núcleo do protótipo FLX-VM-CL-2

7 ANÁLISE NUMÉRICA

7.1 Introdução

Apesar de elucidarem diferentes aspectos do comportamento estrutural de vigas mistas, os ensaios experimentais demandam tempo, são trabalhosos e dispendiosos por natureza e, conseqüentemente, tornam-se inviáveis para se investigar um amplo espectro de parâmetros de projeto. A modelagem numérica apresenta-se como uma alternativa viável e vantajosa pois possibilita a complementação dos resultados obtidos experimentalmente e permite ampliá-los através de simulações nas quais parâmetros diversos, tais como geometrias, materiais, carregamentos, condições de contorno, interações entre componentes, entre outros, podem ser modificados e sua influência no comportamento da viga mista pode ser avaliada. A acurácia dos resultados numéricos é fortemente afetada pelos parâmetros de entrada, especialmente pela seleção de um modelo apropriado para o concreto. Graças ao desenvolvimento de softwares comerciais, tais como ABAQUS e ANSYS, a modelagem numérica baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF) tornou-se bastante popular nos meios técnico e científico ao longo das últimas décadas (Tao *et al.*, 2013). Diversos pesquisadores já empregaram esta abordagem para estudar o comportamento de perfis de aço tubulares preenchidos com concreto submetidos a diferentes tipos de ações e comprovaram a eficiência e confiabilidade do método. Problemas de convergência podem apresentar-se desafiadores em modelos numéricos que contemplam geometrias complexas e não linearidades físicas. Simplificações podem ajudar a superar tais desafios porém, a acurácia dos resultados pode ser comprometida (Kim e Nguyen, 2010).

Este capítulo tem como objetivo apresentar os principais aspectos envolvidos no desenvolvimento de um modelo numérico tridimensional, não-linear, baseado no MEF, para

se investigar o comportamento de vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto. Empregou-se o software comercial ABAQUS[®]/Standard, versão 6.11, doravante referenciado simplesmente como ABAQUS (Simulia Corp., 2011). O modelo numérico foi inicialmente calibrado, subsequentemente verificado com base nos resultados experimentais dos protótipos ensaiados nessa pesquisa e, finalmente, empregado em um estudo paramétrico visando à investigação da influência de parâmetros importantes e determinantes do momento resistente e da rigidez à flexão das vigas mistas.

7.2 Modelo numérico da viga de aço

Um modelo numérico tridimensional, não-linear, baseado no MEF, foi inicialmente desenvolvido para se investigar o comportamento das vigas de aço tubulares retangulares, com foco especial no efeito de forças localizadas no valor do momento fletor resistente. Essa investigação foi motivada pela observância de uma pronunciada dobra localizada na mesa superior do perfil de aço tubular retangular decorrente de deformações plásticas e de um abaulamento das almas na região comprimida de ambos os protótipos FLX-VA imediatamente abaixo de um dos pontos de aplicação da força localizada, conforme descrito no capítulo precedente (ver item 6.3.1.1).

A investigação foi restrita às seguintes condições: (a) vigas simplesmente apoiadas, submetidas à flexão oriunda de forças localizadas de sentido gravitacional equidistantes dos apoios, distantes desses apoios de um terço do vão; (b) vigas isentas de FLT; e (c) seção transversal em que o parâmetro de esbeltez λ não ultrapassa o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação λ_p para FLM e FLA. Conforme a ABNT NBR 8800:2008, sob tais condições, há a garantia da não ocorrência de FLT, FLM e FLA. Consequentemente, o colapso da viga dar-se-á por plastificação total da seção transversal mais solicitada (formação de rótula plástica) e, consequentemente, o momento fletor resistente nominal (M_{Rk}) será igual ao momento de plastificação (M_{pl}).

Investigou-se a aplicação das forças localizadas aplicadas através seis modos diferentes: (i) diretamente na parte plana da mesa superior; (ii) idem modo *i*, mas com chapas de reforço na parte plana das almas; (iii) sobre uma chapa apoiada na mesa superior, simulando as condições de aplicação das forças nos ensaios experimentais; (iv) idem modo *i*, mas com chapas de reforço na parte plana das almas, (v) sobre uma chapa na mesa superior soldada a chapas de reforço nas almas e; (vi) diretamente na parte plana da mesa inferior. Adicionalmente, para cada um dos seis modos de aplicação da força localizada, foram feitas análises numéricas de modo que se pudesse investigar também a influência do raio de concordância entre as mesas e as almas do perfil tubular no valor do momento resistente. Foram investigados cinco valores de raio de concordância externo r_e , a saber: 7,2 mm; 9,6 mm; 16,0 mm; 28,8 mm e 35,2 mm, correspondendo, respectivamente, às seguintes razões raio externo/espessura r_e/t : 1,125; 1,5; 2,5; 4,5 e 5,5.

7.2.1 Descrição geral

Na modelagem da viga de aço, empregou-se os valores nominais das dimensões da seção transversal do perfil tubular VMB 250×150×6,4, fabricados com aço VMB 300, ou seja, altura total $H = 250$ mm, largura total $B = 150$ mm e espessura da parede $t = 6,4$ mm. Adicionalmente, adotou-se os valores nominais das propriedades mecânicas do aço, ou seja, resistência ao escoamento $f_y = 300$ MPa, resistência à ruptura $f_u = 415$ MPa, módulo de elasticidade $E_a = 200$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu_a = 0,3$. A viga de aço foi modelada com comprimento total $L = 6000$ mm e vão livre $L_o = 5700$ mm (considerado como a distância entre eixos dos apoios da viga simplesmente apoiada).

Visando à economia de esforço computacional e à eficiência da análise, o modelo numérico foi desenvolvido apropriando-se das simetrias de geometria e de carregamento em relação ao plano transversal localizado a meio vão, perpendicular ao plano de flexão, e também em relação ao próprio plano de flexão. Portanto, somente um quarto da viga de aço foi considerado para fins de simulação, conforme ilustrado na Fig. 7.1a. Uma vista completa do modelo é mostrada na Fig. 7.1b como referência.

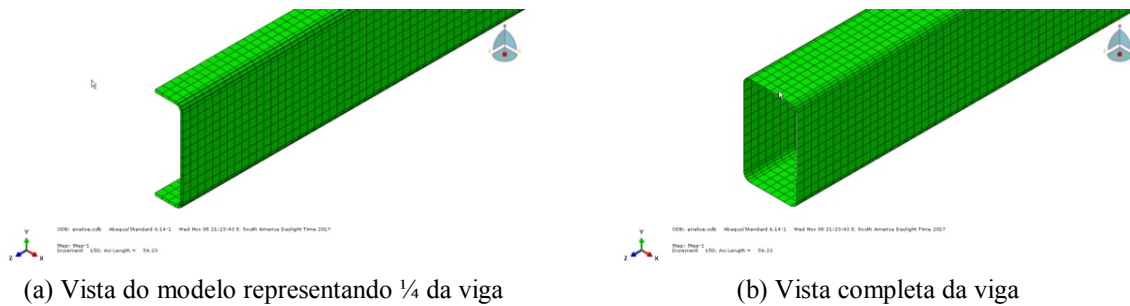


Figura 7.1 - Modelo numérico da viga de aço

Na modelagem geométrica do modelo, estabeleceu-se que a origem do sistema de coordenadas global xyz seria coincidente com o centroide da seção transversal do perfil de aço tubular localizada na seção a meio vão. Desta forma, os eixos globais x e y são coincidentes com os eixos centroidais principais da seção transversal do tubo de aço (x horizontal e y vertical) e o eixo global z é o eixo longitudinal da viga de aço, de modo que o plano xy corresponde ao plano da seção transversal e o plano yz corresponde ao plano de flexão (ver Fig. 7.2).

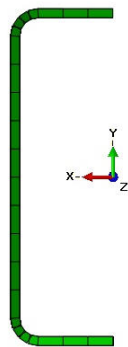


Figura 7.2 - Sistema de eixos coordenados referente ao modelo numérico da viga de aço

7.2.2 Modelo constitutivo do aço do perfil

Diferentes modelos constitutivos para o aço estrutural têm sido usados por diferentes pesquisadores, incluindo modelos elástico-perfeitamente plástico, elástico-plástico com encruamento linear (Moon *et al.*, 2012) (Moon *et al.*, 2013) ou multi-linear (Han *et al.*, 2007) (Lu *et al.*, 2009) (Wang *et al.*, 2014) (Xu *et al.*, 2016).

Segundo Tao *et al.* (2013), para níveis de deformações de interesse geral na engenharia estrutural (normalmente abaixo de 5%, i.e., $50.000 \mu\epsilon$), o aço apresenta encruamento pouco significativo. Curvas carga axial-deformação axial $N-\epsilon$ bastante aproximadas são obtidas empregando-se diferentes modelos para a relação tensão-deformação do aço (ver Fig. 7.3). Segundo os pesquisadores, a seleção do modelo tem influência desprezável na carga última e afeta moderadamente a curva $N-\epsilon$ em estágios mais avançados apenas.

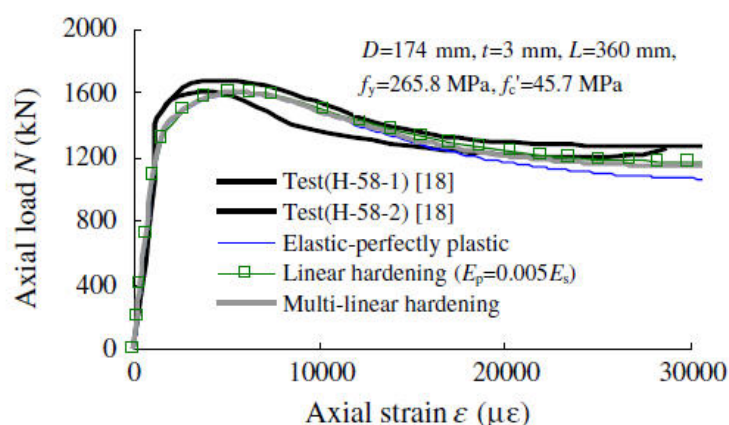


Figura 7.3 - Efeito de diferentes relações $\sigma-\epsilon$ do aço em curvas $N-\epsilon$
Fonte: Tao *et al.* (2013)

O modelo constitutivo trilinear, ilustrado esquematicamente na Fig. 7.4, foi empregado para descrever o comportamento mecânico uniaxial do aço do perfil tubular. A deformação do aço compreende um comportamento elástico linear entre zero e a deformação correspondente ao início do escoamento ϵ_y . O comportamento perfeitamente plástico, correspondente ao escoamento, foi ligeiramente modificado para se contornar eventuais problemas de convergência. No trecho compreendido entre a deformação correspondente ao início do escoamento ϵ_y e a deformação correspondente ao início do encruamento ϵ_p , a qual foi aproximada em $10 \epsilon_y$, a tensão cresce linearmente até o valor $1,01 f_y$. Ao término do escoamento, isto é, a partir da deformação ϵ_p , considerou-se regime de encruamento em que a tensão cresce linearmente até a resistência à ruptura f_u . A deformação correspondente à ruptura ϵ_u foi aproximada em $100 \epsilon_y$. Esse modelo pode ser expresso conforme Eq. 7.1. Assumiu-se o critério de escoamento de von-Mises com lei de fluxo plástico associado, aplicável para a análise de materiais dúcteis sob estado de tensão multiaxial. Admitiu-se que o

aço apresenta encruamento isotrópico. Finalmente, assumiu-se comportamento mecânico à tração e à compressão idênticos.

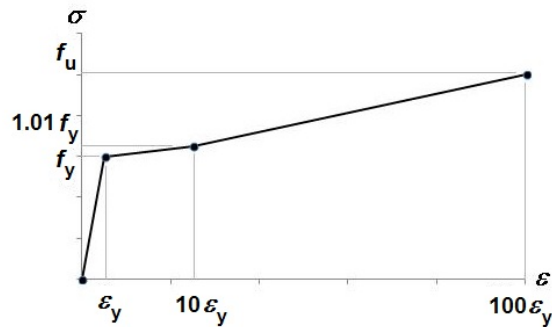


Figura 7.4 - Relação σ - ϵ do aço do perfil tubular

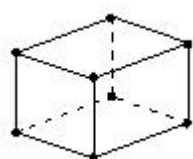
$$\sigma = \begin{cases} E_a \epsilon & 0 \leq \epsilon < \epsilon_y \\ f_y + E_y (\epsilon - \epsilon_y) & \epsilon_y \leq \epsilon < \epsilon_p \\ 1,01f_y + E_p (\epsilon - \epsilon_p) & \epsilon_p \leq \epsilon < \epsilon_u \end{cases} \quad (7.1)$$

onde ϵ_y é a deformação correspondente ao início do escoamento ($\epsilon_y = f_y / E_a$), ϵ_p é a deformação correspondente ao início do encruamento ($\epsilon_p = 10\epsilon_y$), ϵ_u é a deformação correspondente à ruptura ($\epsilon_u = 100\epsilon_y$), E_a é o módulo de elasticidade do aço ($E_a = 200 \text{ GPa}$), E_y é a inclinação do trecho linear entre ϵ_y e ϵ_p ($E_y \cong 0,001E_a$) e E_p é a inclinação do trecho linear entre ϵ_p e ϵ_u ($E_p \cong 0,004E_a$).

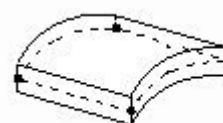
7.2.3 Tipo do elemento finito

Para a modelagem do perfil de aço tubular retangular, investigou-se dois tipos de elementos: elemento sólido e elemento de casca. Na modelagem com elementos sólidos, empregou-se o elemento sólido tridimensional, hexaédrico de primeira ordem (8 nós), com opção de integração reduzida, designado C3D8R na biblioteca do ABAQUS (Fig. 7.5a). Cada nó tem 3 graus de liberdade: 3 translações. Neste caso, a parede do perfil tubular foi discretizada com três elementos ao longo da sua espessura pois, na eventual ocorrência de flambagem local, mesmo que não prevista para seções transversais compactas, uma malha mais refinada de

elementos sólidos torna-se necessária para se detectar o fenômeno. Na modelagem com elementos de casca, foi usado o elemento plano de casca, quadrilátero de primeira ordem (4 nós), com opção de integração reduzida, designado S4R na biblioteca do ABAQUS (Fig. 7.5b). Cada nó tem 6 graus de liberdade: 3 translações e 3 rotações. Obviamente, neste caso, a parede do tubo foi discretizada com um único elemento.



(a) Elemento sólido C3D8R



(b) Elemento de casca SR4

Figura 7.5 - Tipos de elementos finitos empregados na modelagem da viga de aço

A influência do tipo de elemento usado na discretização do perfil tubular no comportamento da viga de aço é ilustrada graficamente na Figura 7.6. Observa-se claramente que a diferença entre os resultados obtidos é desprezável.

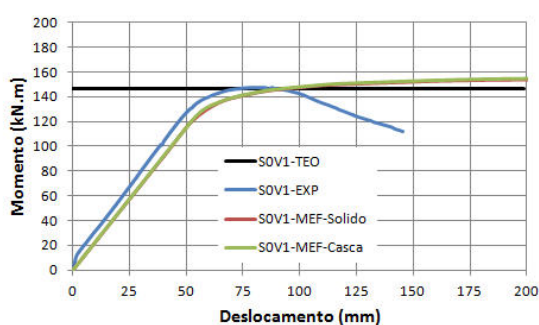


Figura 7.6 – Influência do tipo de elemento usado na discretização do perfil tubular no comportamento da viga de aço

O valor do momento resistente obtido numericamente para o modelo com elemento sólido foi $M_{Rn} = 153,01$ kN.m. Empregando-se o elemento de casca, o valor do momento resistente numérico foi $M_{Rn} = 153,03$ kN.m. Comparando-se esses valores com o valor do momento resistente experimental $M_{Re} = 147,10$ kN.m, a razão M_{Rn} / M_{Re} obtida para ambos os modelos foi 1,040. Analogamente, comparando-se esses valores com o valor do momento resistente teórico $M_{Rt} = 146,55$ kN.m, a razão M_{Rn} / M_{Rt} obtida para ambos os modelos foi 1,044. Em

outras palavras, ambos os modelos superestimam o valor do momento resistente experimental e o valor do momento resistente teórico em 4%. Portanto, pode-se concluir que o valor do momento resistente obtido através do processamento do modelo numérico foi indiferente quanto à discretização do perfil tubular usando o elemento sólido C3D8R (sendo três elementos sólidos ao longo da espessura da parede do tubo) ou usando o elemento de casca S4R. Desta forma, na discretização do perfil de aço tubular retangular, empregou-se o elemento plano de casca, quadrilátero de primeira ordem (4 nós), com opção de integração reduzida, designado S4R, para o estudo numérico proposto uma vez que esse elemento finito possibilita uma modelagem com menor número de elementos.

7.2.4 Discretização da malha

Na discretização do perfil de aço tubular retangular, empregou-se uma malha uniforme apresentando sementes de tamanho de 20 mm nas direções transversal e longitudinal, ou seja, com razão de aspecto igual a 1, sendo o modelo designado M20. A malha foi refinada transversalmente na região dos cantos curvos: ao longo do perímetro de cada canto curvo, foram adotadas 4 sementes, conforme ilustrado na Fig. 7.7.

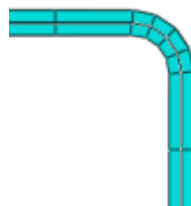


Figura 7.7 - Refinamento da malha nos cantos curvos do modelo da viga de aço

7.2.5 Condições de contorno

Condições de contorno foram adequadamente aplicadas a todos os nós do perfil de aço situados nos planos de simetria de forma a refletir o comportamento real da viga de aço. A translação nodal na direção perpendicular ao plano de simetria é impedida enquanto a translação nodal nas demais direções é livre; a rotação nodal em torno do eixo perpendicular ao plano de simetria é livre enquanto a rotação nodal em torno dos demais eixos é restringida. Desta forma, as condições de contorno referentes à seção situada no plano transversal xy de simetria foram estabelecidas de forma a restringir o deslocamento linear na direção do eixo longitudinal z (U3) e as rotações em torno dos eixos x (UR1) e y (UR2). No plano longitudinal yz de simetria, i.e., no plano de flexão, foram restringidos o deslocamento linear na direção do eixo x (U1) e as rotações em torno dos eixos y (UR2) e z (UR3).

Adicionalmente, condições de contorno referentes ao apoio foram definidas em uma região localizada na mesa inferior do tubo de aço, utilizando-se a opção MPC (*Multi-Point Constraint*), tipo *Beam*, disponível no ABAQUS. A opção MPC tipo *Beam* permite restringir o deslocamento e a rotação em um nó ao deslocamento e à rotação de um outro nó, correspondendo à presença de uma viga rígida entre esses dois nós. Foi definido um ponto de referência (*reference point*) coincidente com o nó correspondente ao ponto médio da linha de centro do apoio. Nesse nó, foram impedidos os deslocamentos lineares na direção dos eixos x (U1) e y (U2), e a rotação em torno do eixo z (UR3), simulando as condições de um apoio articulado móvel. Na sequência, o MPC tipo *Beam* foi então estabelecido entre o *reference point* e todos os nós localizados no seu entorno, pertencentes à superfície na parte plana da mesa inferior com comprimento igual a 300 mm, simétrica em relação à linha de centro do apoio. Tal modelagem, ilustrada na Fig. 7.8, possibilitou evitar concentrações de tensões na região do apoio.

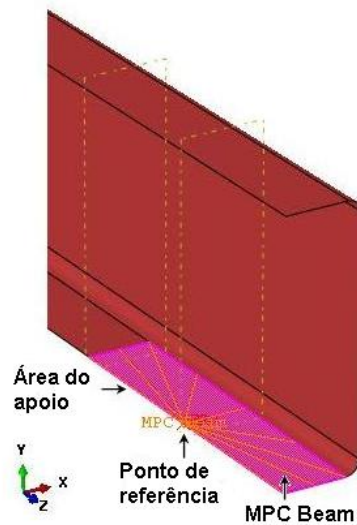


Figura 7.8 - Modelagem do apoio para o modelo numérico da viga de aço

7.2.6 Carregamento

A força localizada foi modelada como um carregamento uniformemente distribuído do tipo *pressure* da biblioteca do ABAQUS, atuando perpendicularmente a uma superfície de 150 mm de comprimento. Para se investigar o efeito dessa força no comportamento da viga de aço tubular retangular, foram estudados seis casos de aplicação do carregamento. No primeiro caso (Caso 1), o carregamento foi aplicado diretamente na parte plana da mesa superior do tubo de aço. O Caso 2 assemelha-se ao Caso 1, entretanto, a parte plana das almas foi reforçada com chapas de aço com espessura 6,4 mm e comprimento de 150 mm. No terceiro caso (Caso 3), o carregamento foi aplicado sobre uma chapa de aço quadrada de espessura de 20 mm e lados de 150 mm apoiada sobre a mesa superior do tubo de aço, simulando as condições reais do ensaio em laboratório dos protótipos de vigas de aço. No quarto caso (Caso 4), o carregamento foi aplicado similarmente ao Caso 3. Entretanto, foram colocadas chapas de reforço na parte plana das almas do tubo com espessura de 6,4 mm e comprimento de 150 mm. O Caso 5 é semelhante ao Caso 4. O carregamento foi aplicado sobre a chapa de aço, porém essa chapa, além de estar apoiada sobre a mesa superior do tubo, foi conectada por meio de solda de filete às chapas de reforço das almas. Nesse caso, as chapas de reforço estenderam-se além da parte plana das almas, atingindo a altura da face externa da mesa superior do tubo. Finalmente, no sexto caso (Caso 6), o carregamento foi totalmente aplicado

na parte plana da mesa inferior do tubo. A modelagem do carregamento adotada em cada caso é ilustrada na Fig. 7.9.

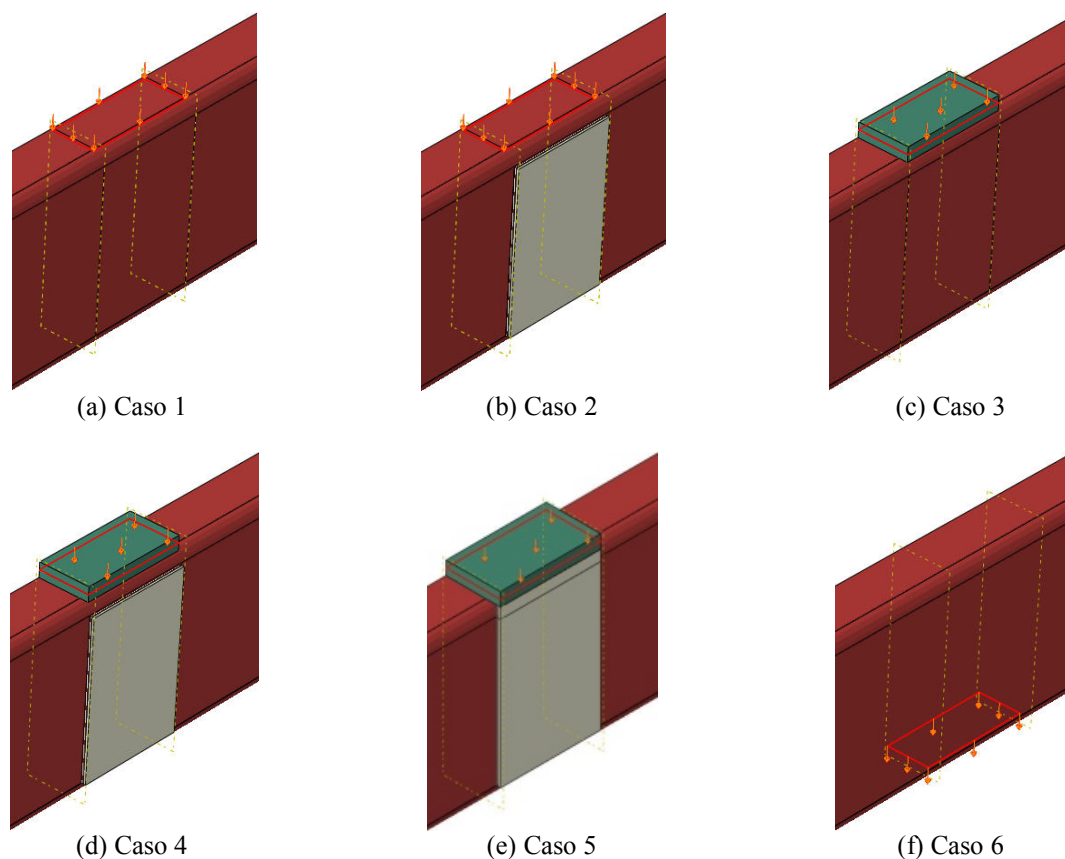


Figura 7.9 - Aplicação do carregamento para o modelo numérico da viga de aço

As chapas de reforço das almas (Caso 2, Caso 4 e Caso 5) foram discretizadas com elemento de casca S4R, similarmente ao perfil de aço tubular. A interface entre a chapa de aço de reforço e o perfil de aço tubular foi modelada como interação entre duas superfícies (tipo *surface-to-surface*) com restrição do tipo *tie* somente ao longo do perímetro do contato entre as duas superfícies, simulando solda de filete empregada em situações práticas. A chapa de aço usada na aplicação do carregamento no Caso 3, Caso 4 e Caso 5 também foi discretizada com elemento de casca S4R. Para a modelagem da interface entre a chapa de aço e a mesa superior do tubo de aço foi empregado o modelo de interação entre duas superfícies (tipo *surface-to-surface*) com restrição tipo *contact*: na direção normal, adotou-se o modelo de pressão de contato (*hard contact*) e, na direção tangencial, o modelo de atrito isotrópico de Coulomb, incorporado ao ABAQUS. Na falta de um valor determinado experimentalmente para o coeficiente de atrito entre a chapa de aço (com pintura) e o tubo de aço (com pintura),

adotou-se o valor de 0,1. Finalmente, no Caso 5, a interface entre a chapa de aço e a chapa de reforço das almas foi modelada como restrição do tipo *tie*.

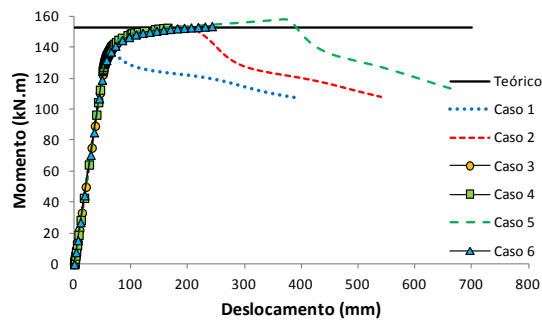
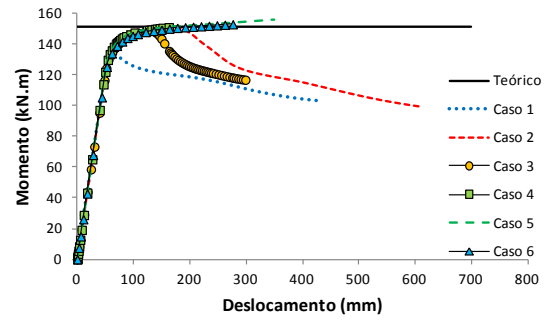
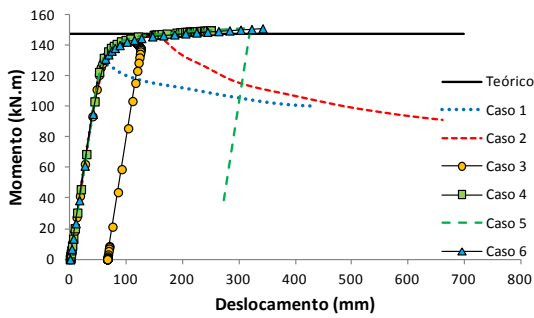
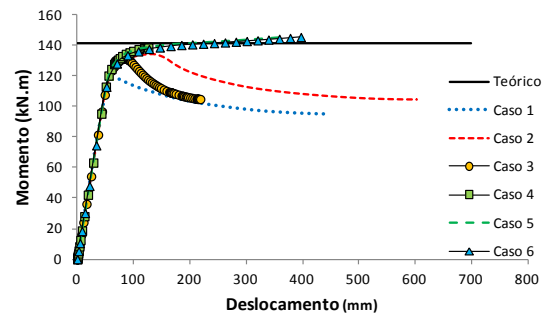
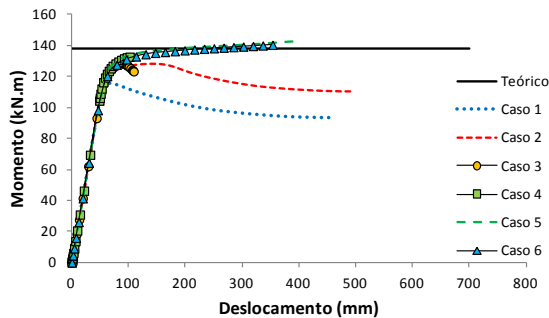
7.2.7 Resultados numéricos

As Figs. 7.10a a 7.10e apresentam as curvas momento-deslocamento vertical ($M-\delta$), onde o deslocamento vertical é a flecha na seção central, obtidas através do processamento do modelo numérico da viga de aço considerando os cinco diferentes valores para o raio de concordância externo r_e entre as mesas e as almas do perfil tubular retangular. Em cada figura, são mostradas as curvas correspondentes aos seis casos de modelagem de aplicação do carregamento investigados, bem como o valor estimado teoricamente do momento de plastificação M_{pl} , representado pela reta horizontal. É importante destacar que, em cada uma dessas figuras, as curvas correspondentes aos casos investigados se sobrepõem na fase linear elástica, como já esperado, uma vez que a rigidez à flexão é invariável para uma determinada seção transversal. Nota-se também uma relativa sobreposição das curvas no trecho ascendente não linear, o que pode dificultar a diferenciação das mesmas nos gráficos.

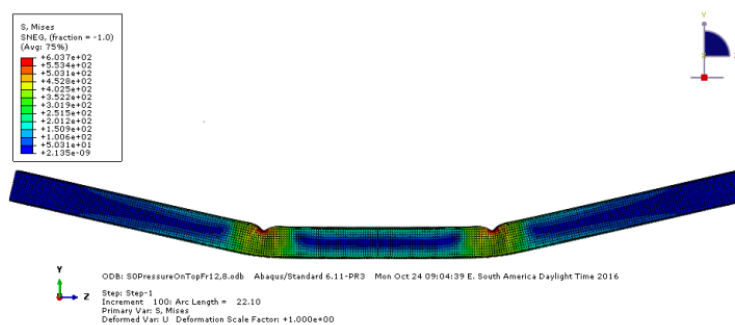
Observa-se nitidamente que todas as curvas referentes ao Caso 1, no qual o carregamento é aplicado diretamente na parte plana da mesa superior do tubo, não atingem o momento de plastificação e apresentam trecho descendente pós-pico. É evidente, nesse caso, que a falha por força localizada impossibilitou o completo desenvolvimento da capacidade resistente da seção transversal. Aplicando-se o carregamento diretamente na mesa superior e reforçando-se a parte plana das almas com chapas de aço longitudinais na seção de aplicação do carregamento (Caso 2), constata-se que o comportamento das vigas melhora significativamente. Observa-se também um relativo aumento na ductilidade da viga. Entretanto, para as seções transversais com raio de concordância externo maior (28,8 mm e 35,2 mm), o desempenho mantém-se ainda aquém da capacidade resistente teórica. Aplicando-se o carregamento sobre uma chapa de aço apoiada sobre a mesa do superior do tubo (Caso 3), nota-se que é possível reduzir razoavelmente o efeito da carga localizada. As seções transversais com raio de concordância externo menor (7,2 mm, 9,6 mm e 16,0 mm) praticamente atingem sua capacidade resistente. Porém, comparativamente às vigas do

Caso 2, as vigas do Caso 3 apresentam ductilidade bastante reduzida. A associação da aplicação do carregamento sobre uma chapa de aço apoiada sobre a mesa superior com o reforço da parte plana das almas (Caso 4) mostrou-se também relativamente eficaz na melhoria do desempenho das vigas, permitindo que o momento resistente nominal fosse praticamente alcançado. Entretanto, a ductilidade das vigas mostrou-se bastante comprometida. Em contrapartida, o reforço das almas com chapas de aço sobre as quais se apóia a chapa de aço usada para a aplicação do carregamento (Caso 5), apresentou-se como uma solução extremamente eficaz para todos os casos de raios de concordância investigados. Observa-se que essa solução impediu a falha por força localizada, conferindo à viga o comportamento esperado correspondente à plastificação total da seção transversal, caracterizada pela formação da rótula plástica. Finalmente, todas as curvas referentes ao Caso 6, no qual o carregamento é integralmente aplicado na mesa inferior, tracionando as almas, alcançam a capacidade resistente estimada teoricamente e apresentam um platô característico da plastificação total da seção transversal.

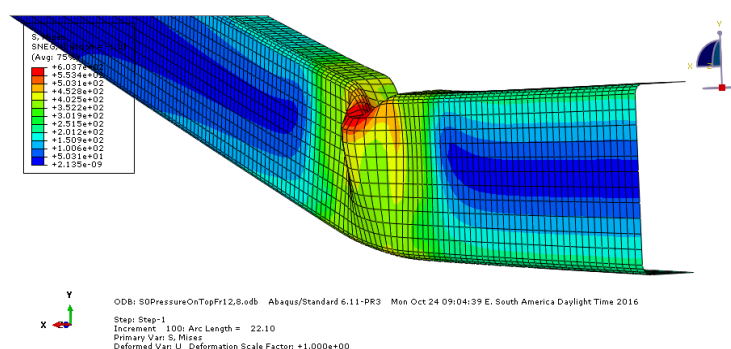
A Fig. 7.11a ilustra uma imagem da vista frontal global da geometria deformada do modelo numérico da viga de aço com raio de concordância externo igual a 16 mm. Na Fig. 7.11b é apresentada uma imagem aproximada da região de aplicação do carregamento conforme o Caso 1 (caso mais crítico). Destaca-se o nível elevado das deformações plásticas na região comprimida do tubo, decorrentes do efeito da força localizada. Assim como foi observado no ensaio de flexão, nota-se a dobra na mesa superior para o interior do tubo e o abaulamento das almas comprimidas.

(a) raio externo $r_e = 7,2$ mm(b) raio externo $r_e = 9,6$ mm(c) raio externo $r_e = 16,0$ mm(d) raio externo $r_e = 28,8$ mm(e) raio externo $r_e = 35,2$ mmFigura 7.10 - Curvas $M-\delta$ para o modelo numérico da viga de aço

Esse mecanismo de colapso tipicamente observado em perfis tubulares submetidos à flexão sob diferentes condições de carregamento tem sido objeto de estudo por vários pesquisadores há décadas, especialmente em tubos de paredes finas, comumente empregados como elementos estruturais na construção civil tais como oleodutos e plataformas de estruturas *offshore*, gasodutos, indústrias de produtos químicos, usinas nucleares e mineração. Nessas aplicações, os elementos tubulares podem sofrer a ação de forças de impacto transversais acidentais ou intencionais.



(a) Vista frontal global



(b) Detalhe da região de aplicação do carregamento

Figura 7.11 - Geometria deformada do modelo numérico da viga de aço

Os estudos visaram a elucidar o fenômeno e desenvolver métodos analíticos capazes de prever, com segurança, a capacidade resistente e de absorção de energia de impacto. Na vasta literatura, destacam-se os trabalhos com tubos circulares de Thomas *et al.* (1976), Watson *et al.* (1976a), Watson *et al.* (1976b) e Elchalakani *et al.* (2002); e os estudos com tubos retangulares e quadrados de Kecman (1983), Kim e Reid (2001), Chen e Masuda (2016) e Bambach *et al.* (2008) investigaram experimental e analiticamente o comportamento de tubos quadrados preenchidos com concreto fletidos sob a ação de forças de impacto transversais. Os autores constataram que o preenchimento dos tubos foi capaz de impedir o desenvolvimento de grandes deformações sob a região de atuação da força e possibilitou um aumento na capacidade resistente ao momento fletor, comparativamente aos tubos não preenchidos.

Na Tab. 7.1 são apresentados os resultados obtidos para o momento fletor máximo para os diferentes valores do raio de concordância externo r_e considerados nesta investigação. Nessa tabela, o momento resistente nominal característico é denotado por M_{Rk} e o momento fletor máximo obtido numericamente é denotado pelo caractere “ M ” seguido do subscrito numérico

identificador do caso de carregamento considerado. A razão M_i / M_{Rk} é também listada nessa tabela.

Tabela 7.1 – Resultados para o modelo numérico da viga de aço

	Caso 1			Caso 2		Caso 3	
r_e mm	M_{Rk} kN.m	M_1 kN.m	M_1/M_{Rk}	M_2 kN.m	M_2/M_{Rk}	M_3 kN.m	M_3/M_{Rk}
7,2	152,36	134,82	0,885	153,54	1,008	151,42	0,994
9,6	151,15	132,72	0,878	151,50	1,002	149,01	0,986
16,0	147,87	127,33	0,861	146,26	0,989	143,67	0,972
28,8	141,15	118,71	0,841	134,23	0,951	131,60	0,932
35,2	137,70	115,68	0,840	128,09	0,930	128,63	0,934
		Média:	0,861		0,976		0,964
		Desvio padrão:	0,021		0,034		0,029
		Coeficiente de variação:	0,024		0,035		0,030

Tabela 7.1 – Resultados para o modelo numérico da viga de aço (cont.)

	Caso 4			Caso 5		Caso 6	
r_e mm	M_{Rk} kN.m	M_4 kN.m	M_4/M_{Rk}	M_5 kN.m	M_5/M_{Rk}	M_6 kN.m	M_6/M_{Rk}
7,2	152,36	152,42	1,000	157,720	1,035	153,49	1,007
9,6	151,15	151,10	1,000	155,774	1,031	153,05	1,013
16,0	147,87	149,85	1,013	151,355	1,024	151,22	1,023
28,8	141,15	138,60	0,982	145,353	1,030	145,52	1,031
35,2	137,70	132,69	0,964	142,257	1,033	140,34	1,019
		Média:	0,992		1,030		1,019
		Desvio padrão:	0,019		0,004		0,009
		Coeficiente de variação:	0,019		0,004		0,009

Observando-se os valores da razão M_1 / M_{Rk} obtidos a partir da modelagem do carregamento aplicado diretamente sobre a mesa superior (Caso 1), constata-se que o efeito da força localizada é bastante significativo e é tão mais acentuado quanto maior for o raio de concordância externo, mantendo-se as demais dimensões da seção transversal invariáveis. Para o menor raio de concordância externo investigado (7,2 mm), a redução do momento resistente obtido numericamente foi de 11,5% enquanto para o maior raio de concordância externo (35,2 mm), o decréscimo foi de 16%. Para o raio de concordância externo dos protótipos ensaiados (16 mm), a redução foi de quase 14%.

A simples colocação de uma chapa de aço rígida apoiada sobre a mesa superior do tubo (Caso 3) reduz sensivelmente o efeito da força localizada. Para as seções de raio de concordância externo menor (7,2 mm e 9,6 mm), a redução da capacidade resistente foi desprezável; para as seções de raio de concordância externo maior (28,8 mm e 35,2 mm), a redução foi inferior a 7% e para a seção do protótipo dos ensaios de laboratório ($r_e=16,0$ mm), inferior a 3%.

É importante destacar novamente que a norma europeia EN 10219-2:2006, para tubos conformados a frio, limita os raios de canto externo e interno das seções tubulares retangulares em função da espessura da parede do tubo, a saber: (i) para espessuras não superiores a 6 mm, ou seja, para $t \leq 6$ mm, o raio externo deve ser igual a 2 vezes a espessura; (ii) para espessuras superiores a 6 mm e não superiores a 10 mm, ou seja, $6 < t \leq 10$ mm, o raio externo deve ser igual a 2,5 vezes a espessura; e (iii) para espessuras superiores a 10 mm, ou seja, $t > 10$ mm, o raio externo deve ser igual a 3 vezes a espessura. Tais prescrições mostram-se bastante pertinentes, pois permitem evitar a fabricação de tubos retangulares com raios de canto com valores elevados, o que poderia potencializar a influência negativa da força localizada no momento fletor resistente.

Visando a minimizar o efeito deletério da força localizada, investigou-se a colocação de chapas de reforço nas duas almas do perfil tubular retangular (Casos 2, 4 e 5). Os valores da razão M_2/M_{RK} mostraram que é possível reduzir significativamente o decréscimo na capacidade resistente: em média, a redução foi de 2,4%. Nota-se, entretanto, que esse decréscimo foi menos pronunciado nas seções com raio de concordância externo maior. A colocação de enrijecedores na parte plana das almas associada à colocação da chapa de aço sobre a mesa superior (Caso 4) praticamente anulou a possibilidade de falha por força localizada, exceto para a seção com raio de concordância externo de 35,2 mm, a qual apresentou redução de 3,6%. No Caso 5, no qual as chapas de reforço das almas são soldadas à chapa de aplicação da carga, a ocorrência do fenômeno foi totalmente eliminada, permitindo que as vigas desenvolvessem sua capacidade resistente integralmente. Nessa configuração do reforço das almas com enrijecedores, a carga aplicada sobre a chapa de aço é praticamente transmitida diretamente aos enrijecedores, evitando que deformações excessivas localizadas se desenvolvam na mesa superior e nas almas comprimidas. Portanto, uma prescrição

executiva recomendável para projetos de estruturas tubulares retangulares é a colocação de chapas de reforço na seção de atuação da carga localizada que atua transversalmente sobre uma viga, comprimindo as almas. Finalmente, quando a força localizada foi aplicada na mesa inferior da viga, tracionando as almas (Caso 6), conseguiu-se atingir a capacidade resistente da viga, conforme se pode notar pela razão M_6 / M_{RK} . Essa constatação condiz com o que prevê a ABNT NBR 8800:2008 para seções I ou H, nas quais as forças localizadas tracionando a alma têm efeito menor na redução do momento resistente que quando comprimem a alma.

7.3 Modelo numérico da viga mista

7.3.1 Descrição geral

Analogamente ao modelo numérico da viga de aço, somente um quarto da viga mista foi considerado para fins de simulação, conforme ilustrado na Fig. 7.12a. Uma vista completa do modelo é mostrada na Fig. 7.12b como referência. As partes componentes incluindo o tubo de aço, o núcleo de concreto, as armaduras passivas e a laje colaborante foram modeladas separadamente como ilustrado na Fig. 7.13 e montadas para se construir o modelo completo. Atenção especial foi dada aos modelos constitutivos adotados para o aço e para o concreto, à discretização da malha de elementos finitos, às interações entre os componentes, às condições de contorno e à forma de aplicação do carregamento. A análise numérica contemplou as não linearidades física e geométrica. Similarmente ao modelo numérico da viga de aço, na modelagem geométrica do modelo da viga mista, estabeleceu-se que a origem do sistema de coordenadas global xyz seria coincidente com o centroide da seção transversal do perfil de aço tubular localizada na seção central. Desta forma, os eixos globais x e y são coincidentes com os eixos centroidais principais da seção transversal do tubo de aço (x horizontal e y vertical) e o eixo global z é o eixo longitudinal da viga, de modo que o plano xy corresponde ao plano da seção transversal e o plano yz corresponde ao plano de flexão (ver Fig. 7.14).

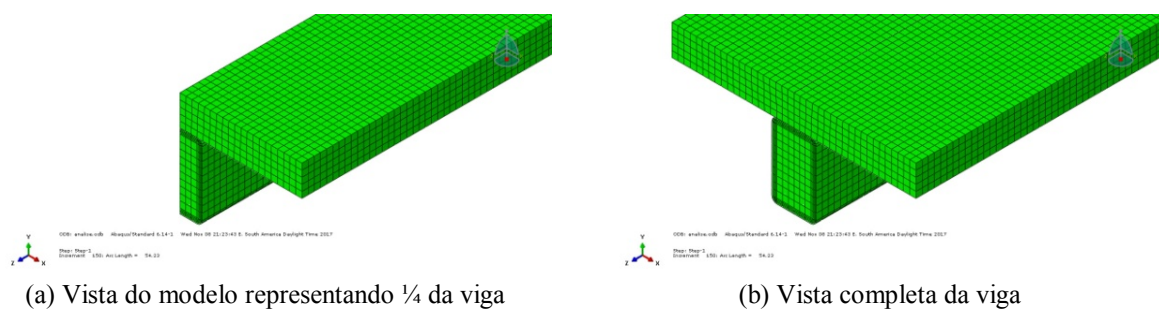


Figura 7.12 - Modelo numérico da viga mista

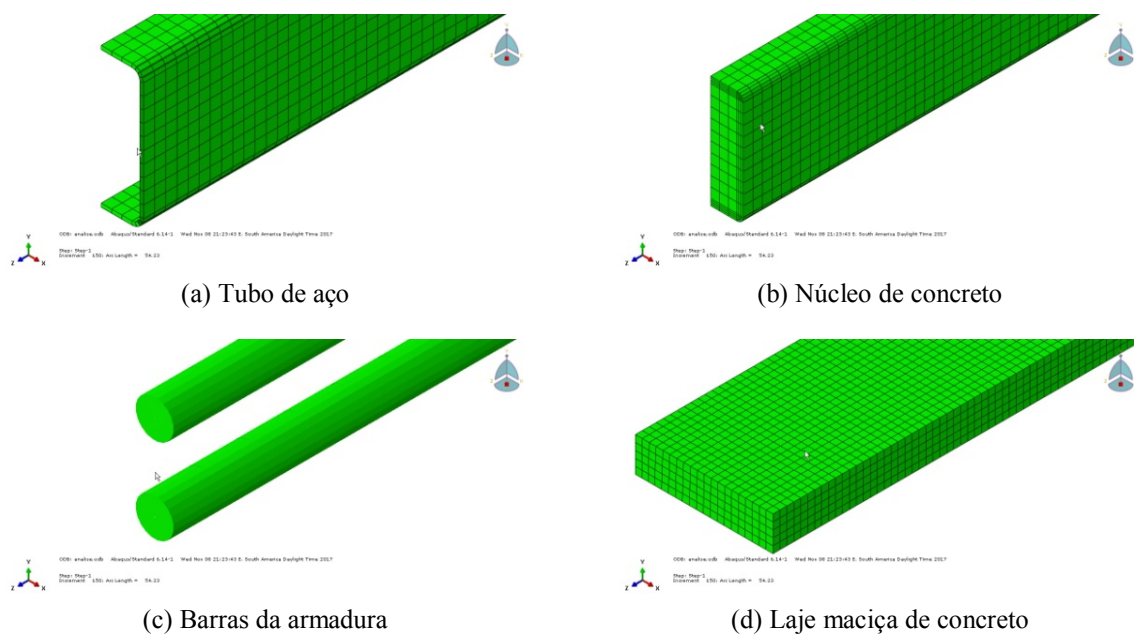


Figura 7.13 - Partes componentes do modelo numérico da viga mista

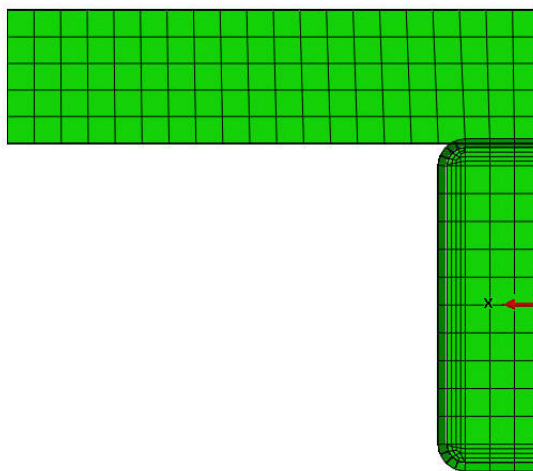


Figura 7.14 - Sistema de eixos coordenados referente ao modelo numérico da viga mista

7.3.2 Modelo constitutivo do aço do perfil

Na modelagem da viga mista, adotou-se o mesmo modelo constitutivo trilinear, descrito anteriormente (ver item 7.2.2) e ilustrado esquematicamente na Fig. 7.4, para descrever o comportamento mecânico uniaxial do aço do perfil tubular.

7.3.3 Modelo constitutivo do concreto

Dentre os estudos sobre modelagem numérica baseada no MEF encontrados na vasta literatura sobre elementos de aço tubulares preenchidos com concreto, o modelo de dano com plasticidade (*concrete-damaged plasticity model*) tem sido o mais amplamente usado para simular o comportamento não linear do concreto no interior do tubo de aço. Destaca-se os trabalhos sobre elementos mistos submetidos à torção pura (Han *et al.*, 2007), à compressão axial (Moon *et al.*, 2013) (Tao *et al.*, 2013) (Xu *et al.*, 2016), à flexão pura (Lu *et al.*, 2009), (Moon *et al.*, 2012) (Moon *et al.*, 2013), (Wang *et al.*, 2014) (Xu *et al.*, 2016) e à flexo-compressão (Moon *et al.*, 2013).

O modelo de dano com plasticidade incorporado à biblioteca de modelos de materiais do ABAQUS é baseado nos modelos propostos por Lubliner *et al.* (1989) e por Lee e Fenves (1998). O modelo baseia-se na premissa de dano isotrópico e foi desenvolvido para aplicações nas quais o concreto é submetido a diferentes condições de carregamento, incluindo cargas cíclicas e/ou dinâmicas. O modelo considera a degradação da rigidez elástica na ocorrência de deformações plásticas de tração e de compressão. Conforme mostrado na Fig. 7.15, quando ocorre o descarregamento a partir de um ponto qualquer no trecho descendente das curvas tensão-deformação, correspondente ao amolecimento, observa-se que a resposta ao descarregamento apresenta-se enfraquecida: a rigidez elástica do material mostra-se danificada ou degradada. A degradação da rigidez elástica é significativamente diferente entre os comportamentos à tração e à compressão. Em ambos os casos, o efeito é mais pronunciado à medida em que a deformação plástica aumenta. A resposta degradada do concreto é caracterizada por duas variáveis de dano uniaxial, escalares e independentes d_t (à

tração) e d_c (à compressão), as quais são assumidas como funções crescentes da deformação plástica equivalente. As variáveis podem assumir valores que variam de 0 (para o material não degradado) a 1 (para o material completamente degradado) (Simulia Corp., 2011).

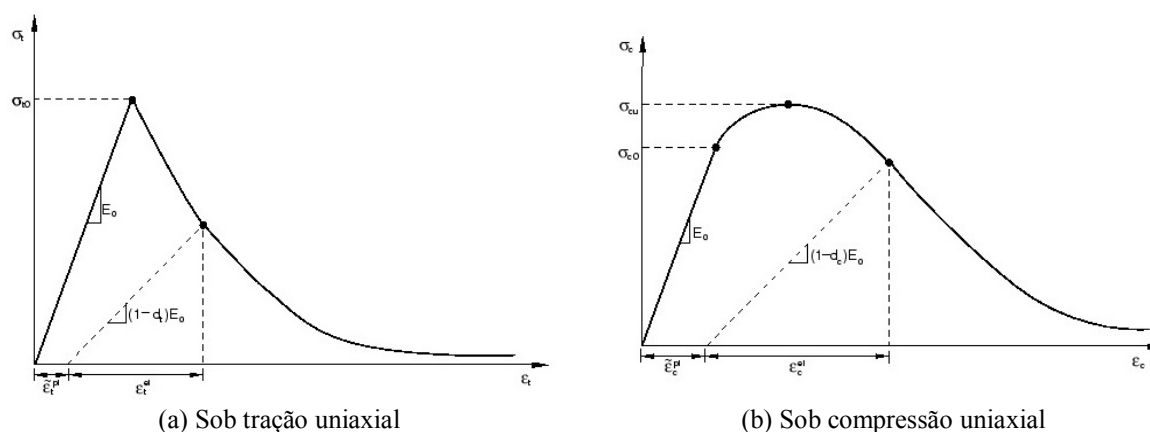


Figura 7.15 - Degradação da rigidez elástica do concreto
 Fonte: Simulia Corp. (2011)

O modelo aplica-se para concretos sob condições de tensões confinantes relativamente baixas (i.e., menores que quatro a cinco vezes a magnitude da resistência do concreto sob compressão uniaxial). Sob baixas tensões de confinamento, o concreto comporta-se como um material frágil e, neste caso, os principais mecanismos de falha são fissuração sob tração e esmagamento sob compressão. Sob tensões confinantes mais elevadas, suficientes para impedir a propagação de fissuras, o concreto apresenta resposta macroscópica similar à de um material dúctil, sendo o principal mecanismo de falha o adensamento e o colapso da microestrutura microporosa do concreto (Simulia Corp., 2011).

Os efeitos de dano irreversível são associados aos mecanismos de falha sob baixas tensões de confinamento e se manifestam macroscopicamente através das seguintes propriedades: (i) diferentes tensões de escoamento sob tração e compressão, sendo a tensão de escoamento inicial sob compressão cerca de 10 vezes maior que a tensão de escoamento inicial sob tração; (ii) amolecimento sob tração e endurecimento inicial seguido de amolecimento sob compressão; (iii) diferente degradação da rigidez elástica sob tração e sob compressão; (iv) efeitos decorrentes da recuperação da rigidez sob cargas cíclicas; e (v) sensibilidade a

variações da taxa, especialmente um aumento na tensão de pico com a taxa de deformação (Simulia Corp., 2011).

Em elementos de aço tubulares preenchidos com concreto, o núcleo de concreto comprimido expande-se lateralmente; porém, devido ao fato de a resistência ao escoamento do aço ser significativamente superior à resistência à compressão do concreto, o tubo de aço proporciona um confinamento de natureza passiva e, conseqüentemente, promove um melhor desempenho do concreto. Após o estabelecimento da interação entre os dois componentes, pode-se assumir que o concreto confinado encontra-se sob estado triaxial de tensões e o aço sob estado biaxial de tensões. Este mecanismo constitui a ação mista entre o tubo de aço e o núcleo de concreto (Tao *et al.*, 2013). No caso particular de vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto, com seção transversal retangular, admite-se que as tensões de confinamento não sejam suficientemente elevadas. Desta forma, em consonância com os trabalhos encontrados na literatura, empregou-se o modelo de dano com plasticidade para simular o comportamento não linear do concreto. Cabe ressaltar que os protótipos de vigas mistas ensaiados foram submetidos ao carregamento estático monotonicamente crescente. Neste caso, o efeito da degradação da rigidez foi desconsiderado e as variáveis de dano d_t e d_c não foram definidas.

Finalmente, um modelo constitutivo adequado requer uma descrição completa do comportamento do concreto, incluindo as relações tensão-deformação referentes à tração e à compressão e a plasticidade. No modelo de dano com plasticidade do ABAQUS, o comportamento plástico do concreto é modelado através de um critério de escoamento único com lei de fluxo não associado que engloba a função potencial plástica. O modelo adota a função hiperbólica de fluxo plástico de Drucker-Prager para descrever a plasticidade do concreto. Parâmetros importantes relacionados à plasticidade do concreto devem ser definidos.

7.3.3.1 Relação tensão-deformação à compressão

Foram investigadas duas relações tensão-deformação para descrever o comportamento não linear do concreto à compressão: a relação recomendada pela norma europeia EN 1992-1-

1:2004 (Eurocódigo 2 ou, simplesmente, EC2) e a relação proposta por Han *et al.* (2007). A relação adotada pelo EC2, expressa pela Eq. (7.2), ilustrada graficamente na Fig. 7.16 e reproduzida na Fig. 7.17a, representa o comportamento do concreto sob compressão uniaxial no estado não confinado. Nessa figura, tensões e deformações de compressão estão mostrados em valor absoluto. Essa única expressão contempla tanto o tramo ascendente (endurecimento) quanto o tramo pós-pico descendente (amolecimento) da curva tensão-deformação não linear (parabólica) até o limite de deformação máxima no concreto de 3,5 %.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\kappa\eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta}, \text{ (para } 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|) \quad (7.2)$$

onde

σ_c é a tensão de compressão;

f_{cm} é a tensão máxima de compressão; sendo $f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$;

ε_{c1} é a deformação correspondente à tensão máxima de compressão; sendo $\varepsilon_{c1} = 0,7f_{cm}^{0,31} < 2,8$, expressa em (‰);

ε_{cu1} é a deformação correspondente à tensão última; sendo $\varepsilon_{cu1} = 3,5$, expressa em (‰), para concretos de classe de resistência até 50 MPa;

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ é a relação entre a deformação de compressão ε_c e a deformação correspondente à tensão máxima de compressão ε_{c1} ;

κ é definido pela expressão $\kappa = 1,05E_{cm} \times |\varepsilon_{cu1}| / f_{cm}$

E_{cm} é o módulo de elasticidade do concreto, valor secante entre $\sigma_c = 0$ e $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ para concretos com agregados de quartzo (incluindo gnaíse); sendo $E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$, f_{cm} expressa em MPa.



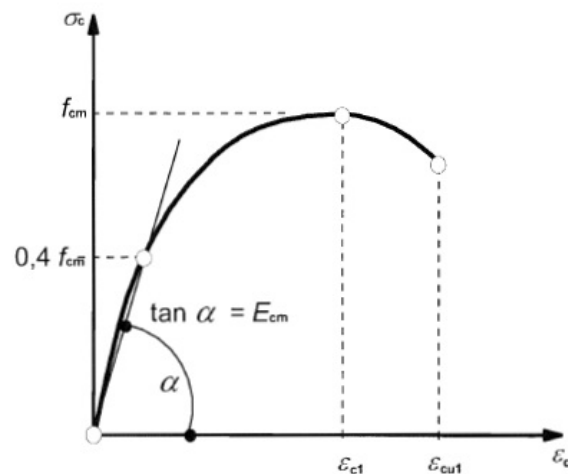


Figura 7.16 - Relação σ - ε do concreto à compressão uniaxial adotada pelo EC2
Fonte: EN 1992-1-1:2004

A relação proposta por Han *et al.* (2007) considera os efeitos benéficos do confinamento passivo proporcionado pelo tubo de aço no comportamento plástico do concreto do núcleo. Segundo os autores, a plasticidade é maior quando o concreto está confinado e esse aumento na plasticidade é caracterizado por dois aspectos: primeiro, a deformação correspondente à tensão máxima é maior e, segundo, o tramo descendente das curvas tensão-deformação tende a se nivelar. A melhora do comportamento plástico do concreto depende de um fator de confinamento ξ , definido conforme a Eq. (7.3):

$$\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} = \alpha \frac{f_y}{f_{ck}} \quad (7.3)$$

onde A_s é a área de aço da seção transversal; A_c é a área de concreto da seção transversal; $\alpha = A_s/A_c$ é a taxa de aço (em relação à área de concreto); f_y é a resistência ao escoamento do aço; e f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto.

Com base em resultados obtidos através de estudos de modelagem de colunas tubulares de aço preenchidas com concreto, Han *et al.* (2007) propuseram a relação tensão-deformação apresentada pela Eq. (7.4) e ilustrada na Fig. 7.17b. Nessa figura, tensões e deformações de compressão estão mostrados em valor absoluto.

$$y = \begin{cases} 2x - x^2, & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta + x}, & (x > 1) \end{cases} \quad (7.4)$$

onde

$$x = \varepsilon/\varepsilon_0;$$

$$y = \sigma/\sigma_0;$$

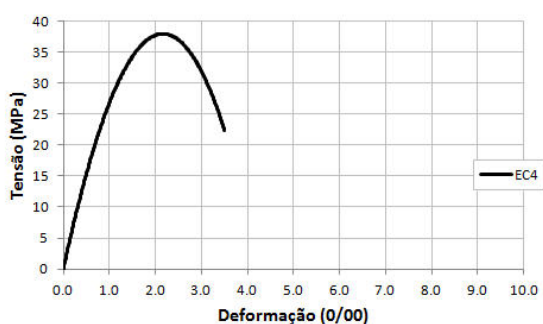
$$\sigma_0 = f_c' (\text{N/mm}^2);$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800\xi^{0,2} \times 10^{-6};$$

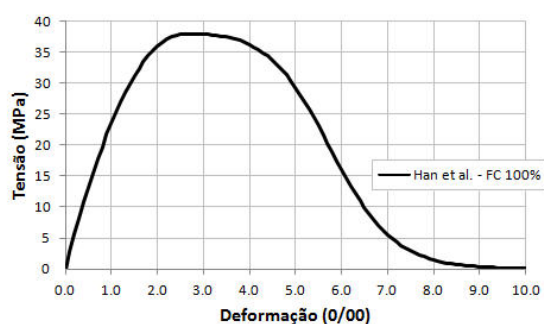
$$\varepsilon_c = (1300 + 12,5f_c') \times 10^{-6};$$

$$\eta = \begin{cases} 2, & (\text{para seção circular}) \\ 1,6 + 1,5x, & (\text{para seção quadrada}) \end{cases}$$

$$\beta_0 = \begin{cases} (2,36 \times 10^{-5})^{[0,25+(\xi-0,5)^7]} (f_c')^{0,5} \times 0,5 \geq 0,12, & (\text{para seção circular}) \\ \frac{(f_c')^{0,1}}{1,2\sqrt{1+\xi}}, & (\text{para seção quadrada}) \end{cases}$$



(a) relação adotada pelo EC2



(b) relação proposta por Han *et al.* (2007)

Figura 7.17 - Relações σ - ε do concreto à compressão uniaxial

É importante mencionar que a relação proposta por Han *et al.* (2007) tem sido amplamente empregada no estudo do comportamento de vigas tubulares preenchidas com concreto, podendo-se listar os trabalhos de Lu *et al.* (2009), Moon *et al.* (2012, 2013) sobre vigas mistas de seção circular, de Wang *et al.* (2014) sobre vigas mistas de seção retangular, de Xu *et al.* (2016) sobre vigas mistas de seção hexagonal.

A Fig. 7.18 ilustra uma comparação do comportamento do concreto descrito pelas relações tensão-deformação acima mencionadas. São apresentadas curvas tensão-deformação segundo a relação proposta por Han *et al.* (2007) considerando-se diferentes níveis de confinamento, ou seja, considerando-se o fator de confinamento ξ variando entre 0% e 100%, para uma determinada seção transversal. Primeiramente, destaca-se o limite de deformação máxima no concreto de 3,5‰ imposto pelo EC2. Segundo, nas demais curvas, observa-se que a ductilidade do concreto é significativamente maior quando se considera o efeito de confinamento passivo do concreto proporcionado pelo tubo de aço. Quanto maior for o nível de confinamento, maior é a ductilidade. Finalmente, destaca-se que a relação de Han *et al.* (2007) desconsidera o aumento de resistência do concreto devido ao estado confinado.

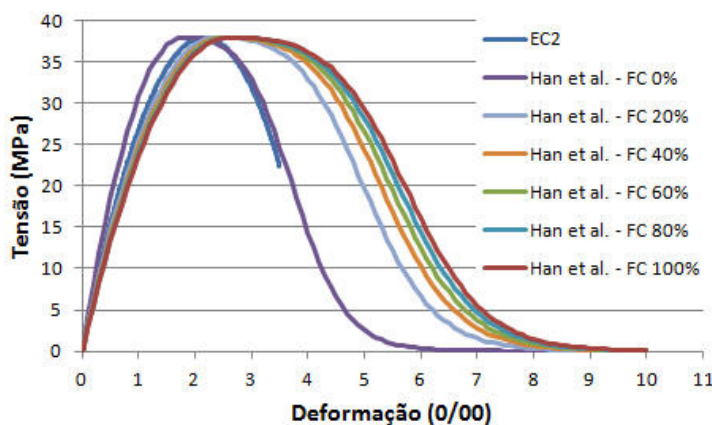


Figura 7.18 - Comparação entre as relações σ - ϵ do concreto à compressão uniaxial

7.3.3.2 Relação tensão-deformação à tração

O comportamento do concreto à tração pode ser descrito por uma curva tensão-deformação na qual a tensão de tração cresce linearmente com a deformação até o surgimento da primeira fissura, quando a tensão atinge a resistência à tração do concreto f_t . Após o pico, a tensão de tração desce até zerar (ver Fig. 7.19a). Esse modelo considera os efeitos da interação entre o concreto e a armadura de forma simplificada. Moon *et al.* (2012, 2013) adotaram a abordagem da relação tensão-deformação no desenvolvimento do modelo numérico de vigas mistas de seção circular conforme a seguir: a tensão de tração cresce linearmente até a resistência à tração do concreto f_t , aproximada em $0,09f_c$ e, após o pico, a tensão de tração

decrece linearmente até zero para uma deformação igual a 10 vezes a deformação correspondente à resistência à tração do concreto ϵ_{ck} .

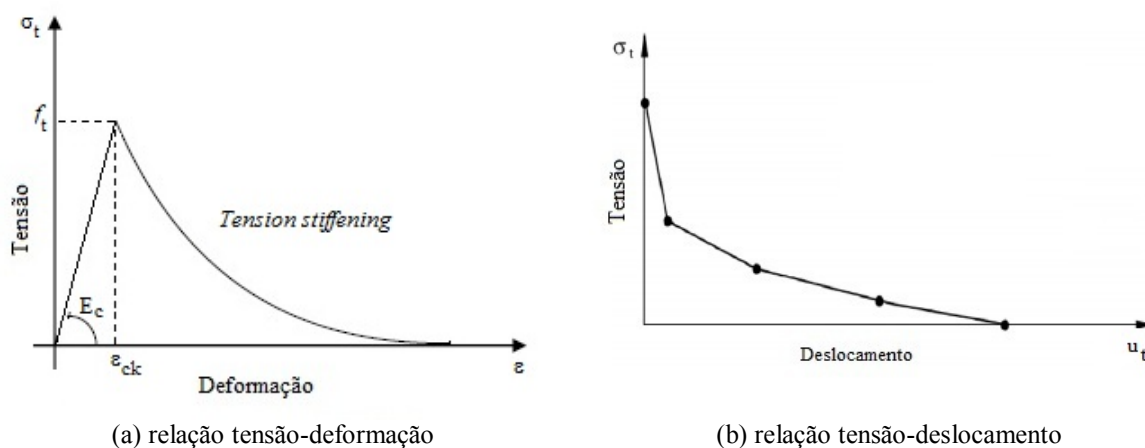


Figura 7.19 - Relações σ - ϵ do concreto à tração

A contribuição do concreto entre fissuras para o aumento da rigidez à flexão, efeito conhecido como *tension stiffening*, pode ser descrita por uma relação tensão-deformação pós-pico ou pelo estabelecimento de um critério de fissuração baseado na energia de fratura. A energia de fratura é definida como uma propriedade do concreto que descreve o comportamento pós falha do concreto sob tração. Na Fig 7.20 é ilustrado esquematicamente o conceito de energia de fratura através de uma relação tensão-deslocamento linear, na qual o deslocamento é determinado pela abertura da fissura. A energia de fratura G_f (expressa em N/mm) é definida conforme a Eq. 7.5.

$$G_f = \gamma \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,7} \times 10^{-3} \quad (7.5)$$

onde f_c é expresso em N/mm²; $\gamma = 1,25d_{m\acute{a}x} + 10$, $d_{m\acute{a}x}$ é o diâmetro do agregado graúdo, expresso em mm.

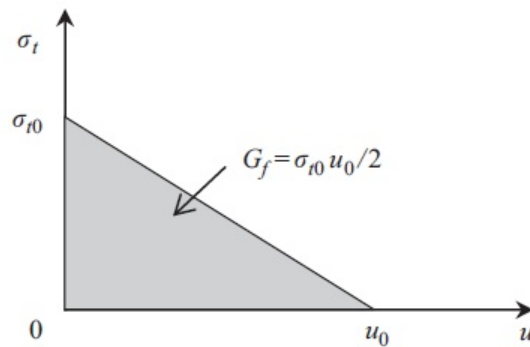


Figura 7.20 – Conceito de energia de fratura
Fonte: Lu *et al.* (2009)

De acordo com o manual do ABAQUS, nos casos de taxa de armadura baixa ou nula, a abordagem do efeito de *tension stiffening* pela relação tensão-deformação geralmente apresenta resultados sensíveis à malha. Portanto, optou-se por empregar o critério de fissuração baseado na energia de fratura. Através dessa abordagem, o comportamento frágil do concreto à tração pode ser descrito por uma curva tensão-deslocamento. O deslocamento u_t é determinado pela abertura de fissura w_c e é independente do tamanho da malha de elementos finitos. O modelo pode ser empregado através da especificação da tensão de tração σ_t pós-pico como uma função tabular da abertura da fissura w_c ver Fig. 7.19b). Han *et al.* (2007), Lu *et al.* (2009), Wang *et al.* (2014) e Xu *et al.* (2016) adotaram a abordagem da energia da fratura nos seus respectivos modelos numéricos, porém não relataram o modelo empregado para descrever o efeito de *tension stiffening*. Kim e Nguyen (2010) investigaram quatro tipos de curva para descrever o efeito de *tension stiffening* na modelagem do comportamento do concreto empregado em uma ligação híbrida de aço e concreto protendido para vigas: curva linear, curva exponencial, curva de Hordijk e curva de Bézier. Segundo os autores, o modelo descrito pela curva de Bézier apresentou melhores aproximações do comportamento experimental da ligação. Com base nesse estudo, a curva de Bézier foi adotada como modelo para o efeito de *tension stiffening* na modelagem do comportamento à tração do concreto empregado nas vigas mistas.

A curva de Bézier é expressa conforme a Eq. (7.6). Aplicando-se ao modelo do efeito de *tension stiffening* do concreto, a curva de Bézier pode ser reescrita na forma normalizada de tensão σ/σ_t e de abertura de fissura w/w_c , conforme a Eq. (7.7).

$$\mathbf{B}(t) = (1 - t)^3 \mathbf{P}_0 + 3(1 - t)^2 t \mathbf{P}_1 + 3(1 - t) t^2 \mathbf{P}_2 + t^3 \mathbf{P}_3 \quad t \in [0,1] \quad (7.6)$$

$$\mathbf{B}(t) = \left[\frac{\sigma}{\sigma_t}(t), \frac{w}{w_c}(t) \right] = (1 - t)^3 \mathbf{P}_0 + 3(1 - t)^2 t \mathbf{P}_1 + 3(1 - t) t^2 \mathbf{P}_2 + t^3 \mathbf{P}_3 \quad (7.7)$$

$$t \in [0,1]$$

onde t é um parâmetro e os quatro pontos \mathbf{P}_0 , \mathbf{P}_1 , \mathbf{P}_2 , e \mathbf{P}_3 são pontos de controle (*handle points*).

O modelo do comportamento do concreto à tração pode ser calibrado manipulando-se os pontos de controle. As coordenadas dos pontos de controle variam numa faixa de valores entre 0 e 1. Na verdade, somente dois pontos, \mathbf{P}_1 e \mathbf{P}_2 , são necessários para o ajuste uma vez que os pontos \mathbf{P}_0 e \mathbf{P}_3 são fixos nos eixos coordenados. Foram adotados os valores das coordenadas dos pontos de controle determinados por Kim e Nguyen (2010), a saber: $\mathbf{P}_0=(0, 1)$, $\mathbf{P}_1=(0,05; 0,3)$, $\mathbf{P}_2=(0,1; 0,2)$ e $\mathbf{P}_3=(1, 0)$. O modelo normalizado de Bézier para o efeito de *tension stiffening* é ilustrado graficamente na Fig. 7.21.

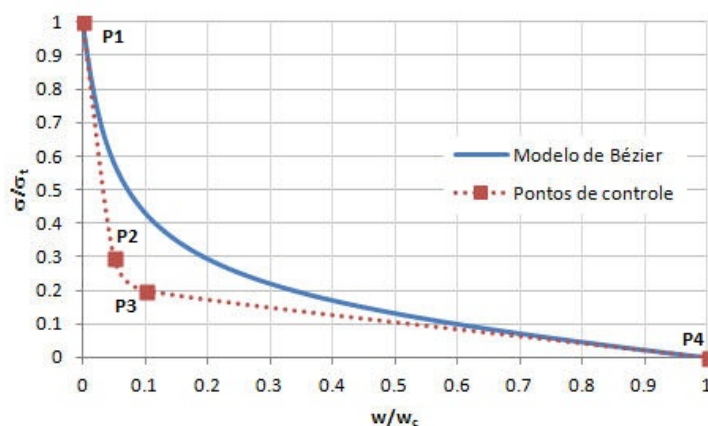


Figura 7.21 - Modelo normalizado de Bézier para o efeito de *tension stiffening*

7.3.3.3 Parâmetros de plasticidade

Conforme mencionado, o modelo de dano com plasticidade incorporado ao ABAQUS tem sido o mais amplamente usado para simular o comportamento do concreto no interior do tubo

de aço. Valores *default* adotados pelo software são comumente empregados para os parâmetros de plasticidade. Entretanto, devido à complexa natureza do confinamento passivo do concreto no interior do tubo de aço, valores *default* podem não ser apropriados em todos os casos (Tao *et al.*, 2013). Portanto, foi realizada uma análise investigativa visando à determinação de valores mais adequados para os parâmetros de plasticidade referentes especificamente ao modelo do concreto de preenchimento do tubo de aço das vigas mistas ensaiadas em laboratório.

O ângulo de dilatância ψ é um dos parâmetros necessários para a definição do potencial de fluxo plástico pelo ABAQUS. Os valores do ângulo de dilatância admitidos pelo ABAQUS variam entre 0° e 56° . Precisamente, o valor de 0° não é permitido porém, valores muito baixos, tais como $0,01^\circ$, podem ser usados para representar o valor nulo de ψ . Um valor mais baixo para ψ produz comportamento frágil enquanto um valor mais elevado para ψ resulta em comportamento mais dúctil. Adicionalmente, o valor do ângulo de dilatância afeta o comportamento do concreto no tramo ascendente da relação tensão-deformação sob compressão (*compressive hardening*) (Moon *et al.*, 2012). Portanto, a definição do valor apropriado para ψ é fundamental para a simulação correta do comportamento do concreto. Diferentes valores têm sido adotados por diferentes pesquisadores. A maioria adota valores entre 20° e 30° para o concreto confinado. Especificamente na modelagem numérica do comportamento de vigas de aço tubulares circulares preenchidas com concreto, Moon *et al.* (2012, 2013) adotaram $\psi = 20^\circ$ com base em resultados obtidos a partir de um estudo paramétrico realizado pelos pesquisadores. Destaca-se que Lu *et al.* (2009), Wang *et al.* (2014) e Xu *et al.* (2016) não relataram o valor adotado para o ângulo de dilatância no modelo numérico de vigas de aço tubulares preenchidas com concreto de seção transversal circular, retangular e hexagonal, respectivamente.

A excentricidade do potencial de fluxo e é um número positivo pequeno que define a taxa com a qual o potencial de fluxo hiperbólico aproxima de sua assíntota. O valor *default* é 0,1. A razão entre a resistência à compressão biaxial e resistência à compressão uniaxial σ_{b0} / σ_c . O valor *default* é 1,16. O parâmetro K_c denota a razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e aquele no meridiano de compressão, no escoamento inicial para um

valor qualquer do invariante de pressão, de forma tal que a máxima tensão principal é negativa. Seu valor deve ser superior a 0,5 e inferior a 1,0. O valor default é $\frac{2}{3}$ (i.e., 0,667). Finalmente, o parâmetro viscosidade μ é usado para a regularização visco-plástica das equações constitutivas do concreto nas análises processadas pelo ABAQUS/Standard. O parâmetro é ignorado pelo ABAQUS/Explicit. O valor *default* é 0,0.

7.3.4 Modelo constitutivo do aço da armadura

Para o comportamento do aço da armadura passiva foi adotado um modelo constitutivo elastoplástico perfeito conforme ilustrado na Fig. 7.22. Trata-se de um modelo elástico-linear até a resistência ao escoamento f_{ys} , quando se inicia o comportamento plástico. A tensão permanece constante em f_{ys} entre a deformação correspondente ao início do escoamento ϵ_{ys} até um valor de deformação aproximado em $100 \epsilon_{ys}$, caracterizando o comportamento perfeitamente plástico.

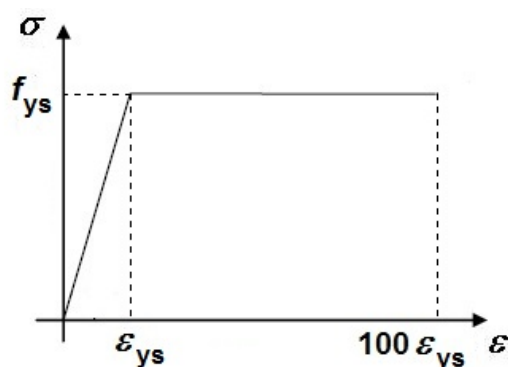


Figura 7.22 - Modelo constitutivo do aço da armadura

7.3.5 Tipos dos elementos finitos

Para a modelagem do perfil de aço tubular retangular da viga mista, empregou-se o elemento plano de casca, quadrilátero de primeira ordem (4 nós), com opção de integração reduzida, designado S4R (Fig. 7.23a) descrito anteriormente (ver item 7.2.3). Os componentes de concreto da viga mista, i.e., o núcleo e a laje maciça colaborante, foram discretizados empregando-se o elemento sólido tridimensional C3D8R (Fig. 7.23b) descrito previamente (ver item 7.2.3). O elemento designado T3D2 na biblioteca do ABAQUS foi utilizado na modelagem das barras da armadura passiva inseridas no interior do núcleo de concreto. Trata-se de um elemento tridimensional de treliça, linear de primeira ordem (2 nós) capaz de suportar apenas carregamentos axiais (Fig. 7.23c).

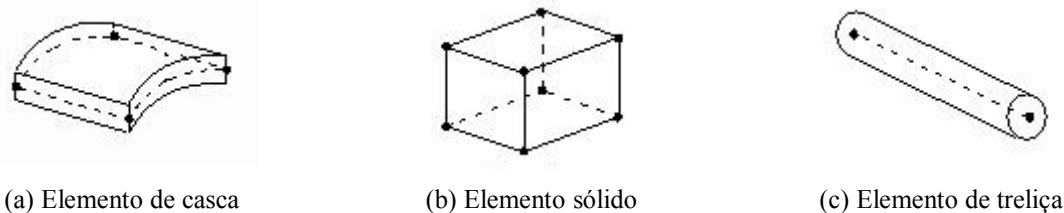


Figura 7.23 - Tipos de elementos finitos empregados na modelagem da viga mista

7.3.6 Discretização

Estudos de sensibilidade do modelo quanto à discretização dos componentes da viga mista foram realizados visando à definição de uma malha de elementos finitos adequada que forneça uma solução satisfatoriamente precisa com baixo tempo de processamento computacional. Modelos da viga mista com malha uniforme apresentando sementes de tamanhos de 15 mm, 20 mm, 30 mm e 40 mm nas direções transversal e longitudinal, ou seja, com razão de aspecto igual a 1, respectivamente designados M15, M20, M30 e M40, foram analisados. Adicionalmente, em cada modelo, a malha foi refinada transversalmente na região dos cantos curvos, conforme ilustrado na Fig. 7.24. Ao longo do perímetro de cada canto curvo, foram adotadas 5, 4, 3 e 3 sementes para os modelos M15, M20, M30 e M40, respectivamente.

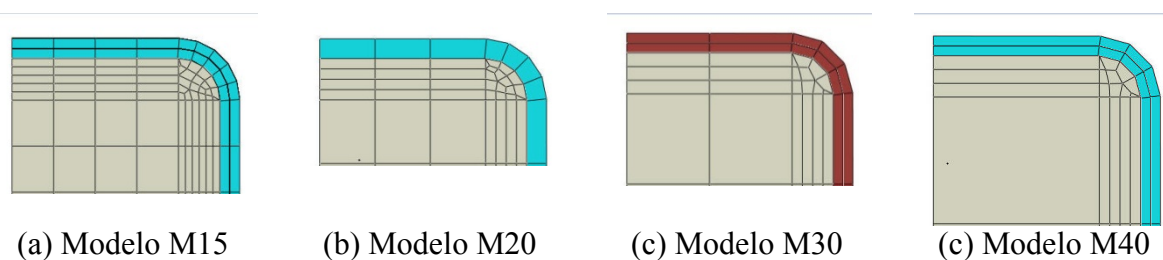


Figura 7.24 - Refinamento da malha nos cantos curvos do modelo de viga mista

7.3.7 Condições de contorno

Condições de contorno foram adequadamente aplicadas a todos os nós de cada um dos componentes da viga mista (perfil de aço, núcleo de concreto e barras da armadura passiva) situados nos planos de simetria de forma a refletir o comportamento real da viga mista. Na seção situada no plano transversal xy de simetria, foram restringidos o deslocamento linear na direção do eixo longitudinal z ($U3$) e as rotações em torno dos eixos x ($UR1$) e y ($UR2$). No plano longitudinal yz de simetria, i.e., no plano de flexão, foram restringidos o deslocamento linear na direção do eixo x ($U1$) e as rotações em torno dos eixos y ($UR2$) e z ($UR3$). Na Fig. 7.25 são ilustrados os planos de simetria e as suas respectivas restrições aos deslocamentos. Adicionalmente, condições de contorno referentes ao apoio móvel foram definidas de maneira exatamente igual àquela definida no modelo numérico da viga de aço (ver item 7.2.5).

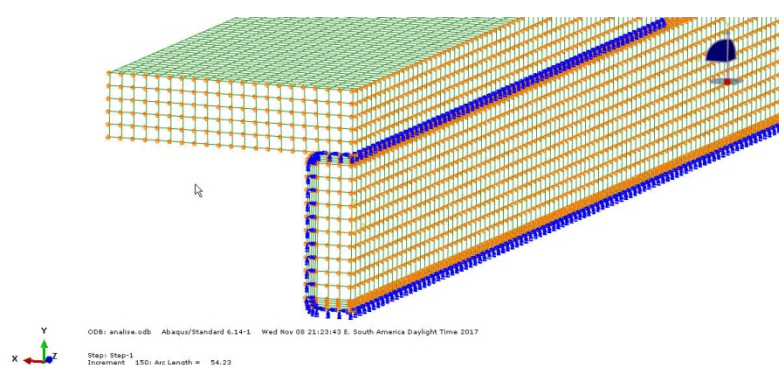


Figura 7.25 – Restrições referentes aos planos de simetria xy e yz para o modelo numérico da viga mista

7.3.8 Carregamento

Semelhantemente ao modelo da viga de aço, a força localizada foi modelada como um carregamento uniformemente distribuído do tipo *pressure* da biblioteca do ABAQUS. Com base nos resultados obtidos através da análise investigativa sobre o efeito deletério da força transversal localizada na capacidade resistente da viga de aço (ver item 7.2.7), optou-se por modelar o carregamento transversal no modelo da viga mista como um carregamento uniformemente distribuído atuando direta e perpendicularmente à superfície da parte plana da mesa inferior do tubo de aço, tracionando as almas. Tal modelagem permitiu contornar ou reduzir qualquer influência da força transversal localizada no momento resistente da viga mista. Tal decisão baseou-se também na expectativa de que as inúmeras descontinuidades na interface aço-concreto observadas experimentalmente na face superior comprimida do núcleo de concreto e modeladas conforme descrição a seguir (ver item 7.3.9.1), poderiam favorecer ao surgimento de dobras oriundas de grandes deformações plásticas na mesa superior do tubo para o seu interior próximas à região de atuação da força. Entretanto, cabe ressaltar que tal fato não foi observado em protótipo algum de viga mista ensaiado em laboratório.

A modelagem da força localizada como um carregamento uniformemente distribuído do tipo *pressure* corresponde, precisamente, a uma modelagem com forças não conservativas, i.e., forças cujas direções mantêm-se constantemente perpendiculares à superfície de atuação durante a flexão. Esse tipo de modelagem mostrou-se bastante adequada para o modelo de viga mista simplesmente apoiada submetida à flexão de quatro pontos (i.e., duas cargas concentradas aplicadas, cada uma, a uma distância do respectivo apoio mais próximo de um terço do vão livre, i.e., $L_0/3$). Entretanto, conforme descrito no item 7.7, referente ao estudo paramétrico, foram realizadas simulações para se investigar, entre outros parâmetros, a influência de diferentes tipos de carregamento no comportamento da viga mista, incluindo flexão em três pontos (i.e., uma única carga concentrada, aplicada na seção central) e flexão sob carregamento uniformemente distribuído ao longo do vão livre da viga. A modelagem do carregamento com forças não conservativas mostrou-se bastante inadequada para simular corretamente o comportamento a flexão da viga mista sob carregamento uniformemente distribuído. Investigou-se, portanto, a modelagem do carregamento com forças conservativas, i.e., forças cujas direções mantêm-se sempre paralelas à direção vertical (i.e., paralelas ao

eixo y) durante a flexão. Nesta modelagem, a superfície de atuação do carregamento distribuído correspondente à força transversal localizada foi discretizada em 100 (cem) áreas finitas. No centroide de cada área finita foi aplicada uma força conservativa de valor constante em função do valor de carga atribuído à uma unidade de *load proportionality factor* (LPF). Especificamente, o valor de 50 kN foi atribuído a 1 LPF. Desta forma, considerando-se que somente $\frac{1}{4}$ da viga mista foi modelado em função da dupla simetria, o valor de cada força conservativa foi equivalente a 0,125 kN. Na Fig. 7.26 são ilustradas as modelagens investigadas para o carregamento.

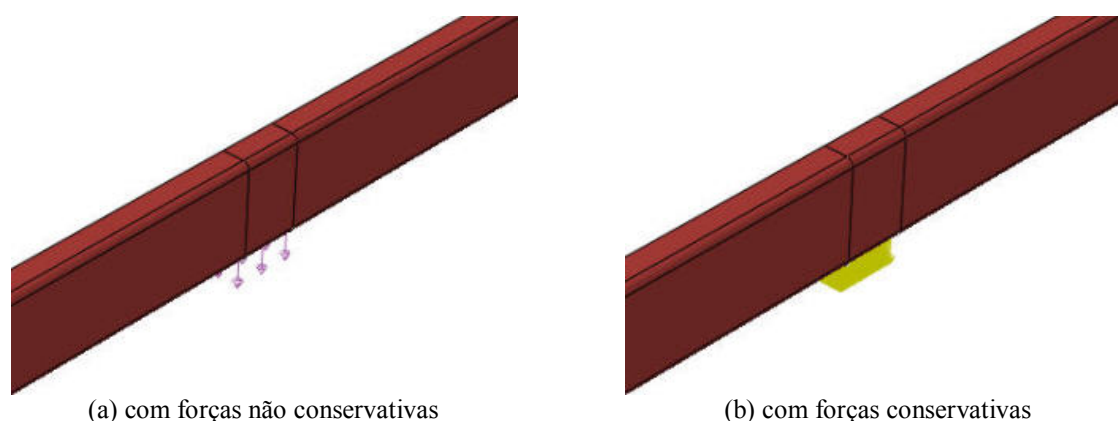


Figura 7.26 – Tipos de modelagem do carregamento no modelo numérico da viga mista

7.3.9 Interfaces aço-concreto

7.3.9.1 Tubo de aço e núcleo de concreto

A modelagem da interface aço-concreto entre o tubo de aço e o núcleo de concreto através do modelo de interação tipo *surface-to-surface* com restrição tipo *contact* é a abordagem mais amplamente empregada nos estudos numéricos sobre elementos mistos de aço tubulares preenchidos com concreto que utilizaram o software ABAQUS. A modelagem com restrição tipo *contact* entre duas superfícies permite simular as interações mecânicas na interface entre dois corpos deformáveis, sendo definida através de suas propriedades geométrica e mecânica. A propriedade geométrica é caracterizada pela escolha adequada da discretização do contato e da abordagem de rastreamento. A discretização do contato tipo *surface-to-surface*, na qual são definidas as superfícies *master* e *slave* é adotada normalmente como padrão. De acordo com o manual do ABAQUS, para reduzir o erro numérico, a superfície *slave* deve pertencer ao material menos rígido. Portanto, atribui-se ao núcleo de concreto a especificação de superfície

slave e ao tubo de aço a especificação de superfície *master*. A abordagem de rastreamento tipo *small-sliding tracking* mostra-se adequada quando o escorregamento entre as superfícies do aço e do concreto é relativamente pequeno ou desprezável. A propriedade mecânica é definida nas direções normal e tangencial à interface entre os dois materiais. Na direção normal, é normalmente selecionado o modelo *hard contact*, no qual as superfícies somente transmitem pressão de contato quando os nós da superfície *slave* entram em contato com a superfície *master*. Adicionalmente, as superfícies em contato podem se separar após entrarem em contato entre si. Na simulação do comportamento na direção tangencial, é comumente adotado o modelo de atrito isotrópico de Coulomb, incorporado ao ABAQUS, no qual o coeficiente de atrito é constante e igual em todas as direções.

Diferentes valores para o coeficiente de atrito foram utilizados por diferentes pesquisadores. Han *et al.* (2007) adotaram o valor 0,6 para analisar o comportamento de tubos de aço circulares e quadrados, de parede fina, preenchidos com concreto, submetidos à torção pura. Na modelagem de tubos de aço circulares, de parede fina, preenchidos com concreto, submetidos à flexão pura, Lu *et al.* (2009) atribuíram o valor 0,25 para o coeficiente de atrito. Moon *et al.* (2012) investigaram três diferentes valores para o coeficiente de atrito (0,3; 0,47 e 0,6) em um estudo paramétrico comparando os resultados das simulações com os resultados experimentais obtidos por Thody (2006) em seu estudo sobre o comportamento à flexão de tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência. Os autores observaram que o escorregamento foi significativamente afetado pelo coeficiente de atrito enquanto a influência desse parâmetro na capacidade resistente foi menos significativa. As simulações com coeficiente de atrito de 0,47 forneceram as melhores estimativas tanto para a capacidade resistente quanto para o escorregamento. Com base nesse resultado, Moon *et al.* (2013) também adotaram o valor 0,47 para o coeficiente de atrito na modelagem de tubos de aço circulares preenchidos com concreto submetidos à flexão (36 modelos), à compressão (48 modelos) e à flexo-compressão (113 modelos). Finalmente, Wang *et al.* (2014) usaram o valor 0,6 para o coeficiente de atrito na análise numérica do comportamento à flexão de tubos retangulares preenchidos com concreto.

Para a modelagem da interface aço-concreto entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi empregado o modelo de interação tipo *surface-to-surface*. Foram investigadas duas formas de

modelagem: (i) restrição tipo *contact*, e (ii) restrição tipo *tie*. Para o modelo de interação entre superfícies com restrição tipo *contact*, investigou-se diferentes valores para o coeficiente de atrito na faixa entre 0 e 1. A abordagem de rastreamento tipo *small-sliding tracking* mostrou-se apropriada uma vez que o escorregamento entre as superfícies do aço e do concreto mostrou-se relativamente pequeno ou desprezável nos ensaios experimentais dos protótipos das vigas mistas (ver item 6.3.6). Usando a modelagem com restrição tipo *tie* entre duas superfícies, os deslocamentos dos nós da superfície *slave* são interpolados a partir dos nós da superfície *master* e, conseqüentemente, o deslizamento relativo entre as duas superfícies é eliminado.

As descontinuidades ou imperfeições iniciais observadas na face superior do núcleo de concreto, oriundas do processo de preenchimento do tubo na posição horizontal (ver item 5.2.3 e item 6.4) foram consideradas simplificadaamente no modelo numérico da viga mista. Assumindo-se que tais descontinuidades prejudicariam a ação mista entre o tubo de aço e o núcleo de concreto e, conseqüentemente, afetariam negativamente a capacidade resistente da viga mista, a modelagem da interface aço-concreto, seja como restrição tipo *contact*, seja como restrição tipo *tie*, foi totalmente eliminada na interface entre a parede interna do tubo de aço e a superfície do núcleo de concreto localizada rente à parte plana da mesa superior do tubo de aço, conforme ilustrado na Fig. 7.27.



Figura 7.27 – Modelagem das imperfeições iniciais na face superior do núcleo de concreto

7.3.9.2 Barras da armadura e núcleo de concreto

Para a modelagem da interação entre o aço da armadura e o concreto no interior do tubo de aço, empregou-se a restrição tipo *embedded constraint*. Através desta restrição, os graus de liberdade translacionais dos nós dos elementos das barras da armadura são restringidos aos

valores interpolados dos correspondentes graus de liberdade dos elementos do concreto. Considerou-se perfeita aderência entre os dois materiais descartando-se, portanto, qualquer possibilidade de ocorrência de fenômenos decorrentes da perda de aderência na interface e qualquer deslizamento relativo entre os dois componentes.

7.4 Calibração do modelo numérico da viga mista sem laje colaborante

Para a calibração do modelo numérico da viga mista sem laje colaborante em termos dos valores a serem adotados para os diferentes parâmetros, os resultados das simulações numéricas foram comparados com o resultado experimental do ensaio de flexão do protótipo FLX-VM-SL-TB-1 correspondente à viga mista sem laje colaborante, sem preparo da superfície interna, com baixa taxa de armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto. O modelo foi calibrado de forma a simular o mais fielmente possível o comportamento experimental do protótipo com base na comparação das curvas momento-deslocamento ($M-\delta$), onde o deslocamento é a flecha na seção central. Nas simulações numéricas, foram adotados os valores reais das dimensões da seção transversal bem como os valores reais das propriedades dos materiais referentes ao protótipo FLX-VM-SL-TB-1, a saber: $B = 149,60$ mm, $H = 249,54$ mm, $t = 6,53$ mm, $r_e = 20,11$ mm, $f_y = 373$ MPa, $f_u = 509,5$ MPa, $E_a = 192.500$ MPa, $f_c = 48$ MPa, $f_{ct} = 3,96$ MPa (sendo $f_{ct} = 0,3 f_c^{2/3}$, em MPa), $f_{ys} = 558$ MPa, $f_{us} = 701$ MPa, $E_s = 210.000$ MPa, $A_s = 4.853,36$ mm², $A_c = 32.130,67$ mm², $\alpha = A_s/A_c = 0,151$.

7.4.1 Determinação do tamanho da semente da malha de elementos finitos

Na calibração do modelo quanto ao tamanho da semente da malha de elementos finitos, investigou-se quatro modelos de malha uniforme com sementes de tamanho de 15 mm, 20 mm, 30 mm e 40 mm nas direções transversal e longitudinal, respectivamente designados M15, M20, M30 e M40. A influência do tamanho da semente da malha de elementos finitos no comportamento da viga mista é ilustrada graficamente na Fig. 7.28. Na Tab. 7.2 são

apresentados os resultados obtidos onde M_{Re} é o momento resistente obtido experimentalmente e $M_{Rn,i}$ é o momento resistente obtido numericamente para o modelo M_i , onde o subscrito i indica o tamanho da semente. São apresentados também o número total de elementos n e o tempo de processamento t , expresso em segundos (s), para cada modelo. A precisão do resultado numérico é avaliada pela razão entre o valor do momento resistente numérico e o valor experimental correspondente, ou seja, $M_{Rn,i}/M_{Re}$. Observa-se que os quatro modelos apresentaram resultados bastante semelhantes quando comparados ao resultado experimental, superestimando, em média, 2,4% o valor obtido através do ensaio. Adotando-se o modelo M20 como referência, observa-se que diminuindo-se o tamanho da semente de 20 mm para 15 mm, o número de elementos aumenta 2,166 vezes e o tempo de processamento aumenta 45%. Aumentando-se o tamanho da semente de 20 mm para 30 mm, o número de elementos diminui 56,8% e o tempo de processamento diminui 17,8%. Finalmente, aumentando-se o tamanho da semente de 20 mm para 40 mm, o número de elementos diminui 75,1 e o tempo de processamento diminui 28,9%. No gráfico de colunas da Fig. 7.29 é apresentada a comparação entre os valores dos parâmetros M_{Rn} , n e t em relação aos respectivos valores obtidos para o modelo M20. O aumento do tamanho da semente de 20 mm para 30 mm não altera o resultado numérico para o momento resistente porém reduz significativamente o número de elementos do modelo. Entretanto, a redução no tempo de processamento (17,8%) não foi tão significativa para se justificar a escolha desta malha. Desta forma, na discretização dos componentes da viga mista, empregou-se a malha do modelo M20, i.e., a malha uniforme com sementes de tamanhos de 20 mm nas direções transversal e longitudinal.

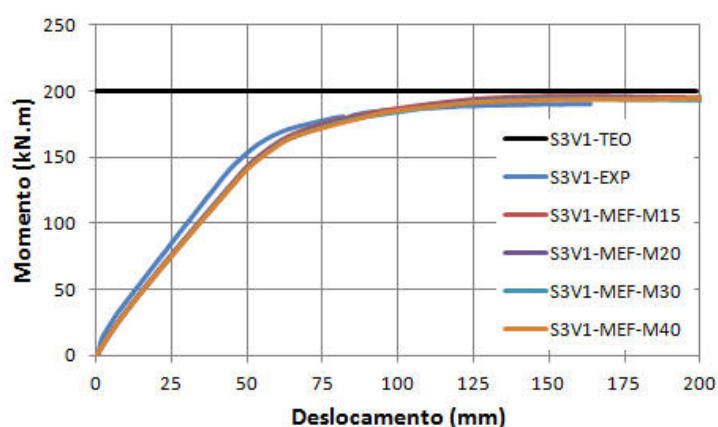


Figura 7.28 - Estudo de sensibilidade da discretização da malha para o modelo numérico da viga mista: comparação entre as curvas $M-\delta$

Tabela 7.2 - Resultados do estudo de sensibilidade do modelo numérico da viga mista quanto à discretização

Modelo	M_{Re}	$M_{R,i}$	No. de Elementos	Tempo	$\frac{M_{Rn}}{M_{Re}}$	$\frac{M_{Rni}}{M_{Rn20}}$	$\frac{n_i}{n_{20}}$	$\frac{t_i}{t_{20}}$
	kN.m	kN.m		s				
M15	190,25	195,88	53658	6593	1,030	1,001	2,166	1,450
M20	190,25	195,71	24774	4546	1,029	1,000	1,000	1,000
M30	190,25	194,49	10696	3738	1,022	0,994	0,432	0,822
M40	190,25	193,54	6168	3233	1,017	0,989	0,249	0,711
			Média		1,024			
			Desvio padrão		0,006			
			Coefficiente de variação		0,006			

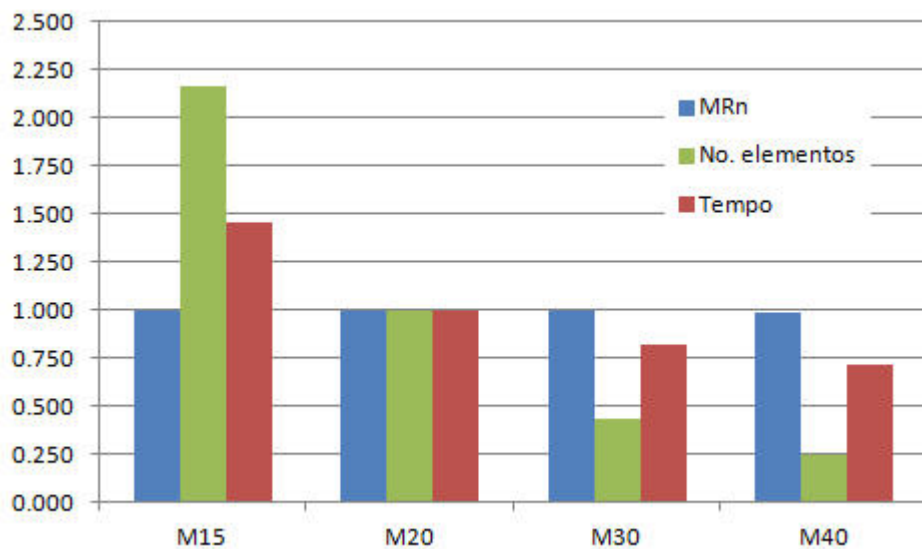


Figura 7.29 - Estudo de sensibilidade da discretização da malha para o modelo numérico da viga mista: comparação entre os parâmetros

7.4.2 Determinação da relação σ - ε do concreto à compressão

Na calibração do modelo quanto ao comportamento do concreto à compressão, comparou-se os resultados obtidos adotando-se a relação tensão-deformação do EC2 e com aqueles obtidos adotando-se a relação tensão-deformação de Han *et al.* (2007), que considera o efeito benéfico do confinamento no comportamento do concreto. Avaliou-se três valores para o fator de confinamento, calculado de acordo com a Eq. 7.3, a saber: $\xi = 1,174$ (confinamento total, i.e., 100%); $\xi = 0,587$ (confinamento intermediário, i.e., 50%); e $\xi = 0$ (confinamento nulo, i.e., 0%). A influência da relação tensão-deformação no comportamento da viga mista é ilustrada

graficamente na Figura 7.30. Adotou-se a relação tensão-deformação proposta por Han *et al.* (2007) considerando-se o valor total para o fator de confinamento ξ ,

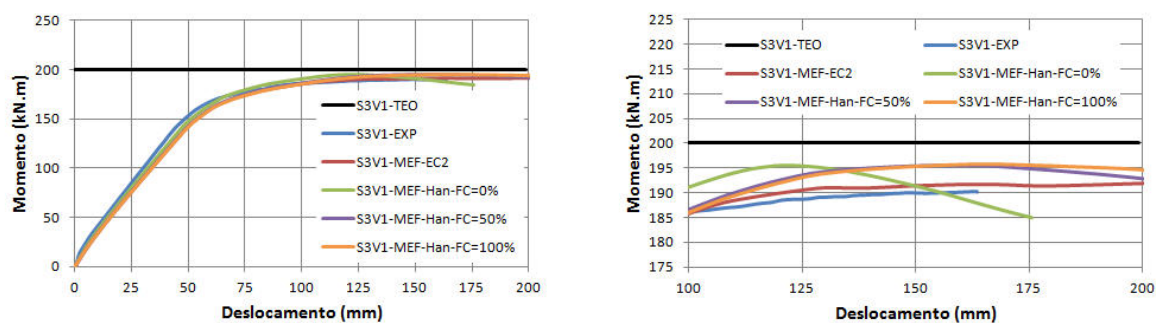


Figura 7.30 – Influência da relação σ - ε do modelo do concreto à compressão no comportamento da viga mista

7.4.3 Determinação da relação σ - w_c do concreto à tração

Na calibração do modelo quanto ao comportamento do concreto à tração, a curva cúbica de Bézier normalizada, expressa pela Eq. 7.7, foi usada como modelo para o efeito de *tension stiffening*. Aplicou-se quatro diferentes modelos normalizados de Bézier à análise numérica variando-se o valor da abertura de fissura: $w_c = 1,0$ mm; $w_c = 2,0$ mm; $w_c = 3,0$ mm e $w_c = 4,0$ mm, ilustrados graficamente na Fig. 7.31. A influência da abertura de fissura do modelo normalizado de Bézier para o efeito de *tension stiffening* no comportamento da viga mista é ilustrada graficamente na Fig. 7.32. Adotou-se o modelo normalizado de Bézier considerando-se a abertura de fissura w_c de 3,0 mm.

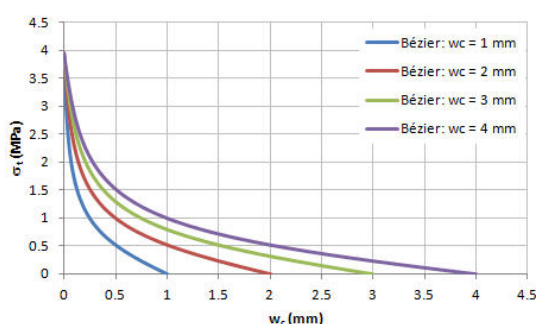


Figura 7.31 – Modelo de Bézier para o efeito de de *tension stiffening* em função da abertura de fissura para o concreto do núcleo

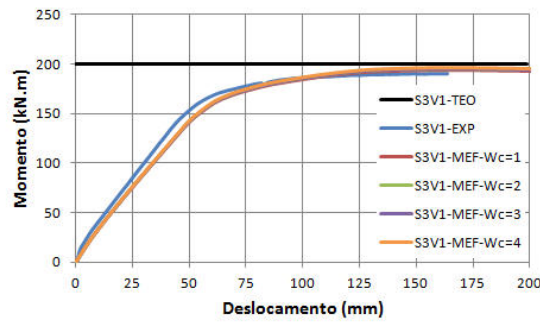


Figura 7.32 – Influência da abertura de fissura w_c do modelo do concreto do núcleo à tração no comportamento da viga mista

7.4.4 Determinação do tipo de modelagem do carregamento

Na calibração do modelo quanto ao tipo de modelagem do carregamento, realizou-se uma análise de sensibilidade adotando-se dois tipos de modelagem: modelagem com forças não conservativas e modelagem com forças conservativas. A influência do tipo de modelagem do carregamento no comportamento da viga mista é ilustrada graficamente na Fig. 7.33. Observa-se que o comportamento da viga mista simplesmente apoiada submetida à flexão em quatro pontos mostrou-se indiferente ao tipo de modelagem do carregamento. Tanto a modelagem com forças não conservativas quanto a modelagem com forças conservativas apresentaram resultados bastante próximos ao obtido experimentalmente. Entretanto, para que o modelo numérico possa simular adequadamente o comportamento de vigas mistas submetidas a outros tipos de carregamento, optou-se por empregar a modelagem com forças conservativas.

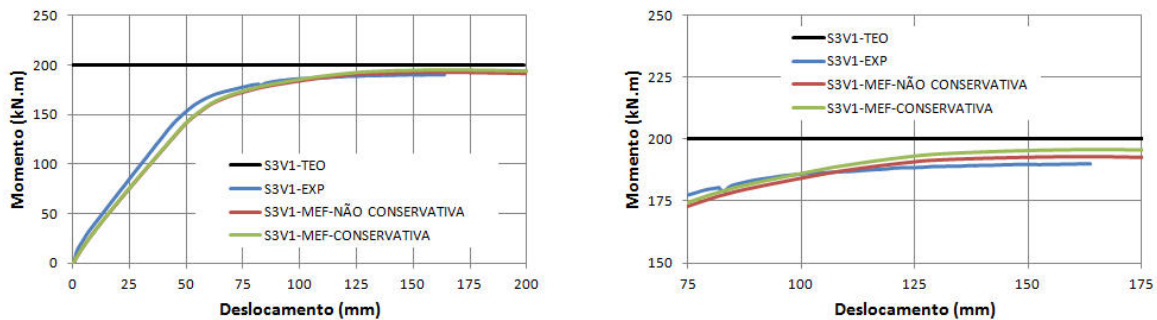


Figura 7.33 - Estudo de sensibilidade da modelagem do carregamento para o modelo numérico da viga mista sem laje colaborante

7.4.5 Determinação do parâmetro de plasticidade ψ

Na calibração do modelo quanto ao parâmetro ângulo de dilatância, realizou-se uma análise de sensibilidade adotando-se cinco diferentes valores, a saber: $\psi = 1^\circ$, $\psi = 10^\circ$, $\psi = 20^\circ$, $\psi = 30^\circ$ e $\psi = 40^\circ$. A influência do ângulo de dilatância no comportamento da viga mista é mostrada na Fig. 7.34. Adotou-se o valor de 1° para o ângulo de dilatância.

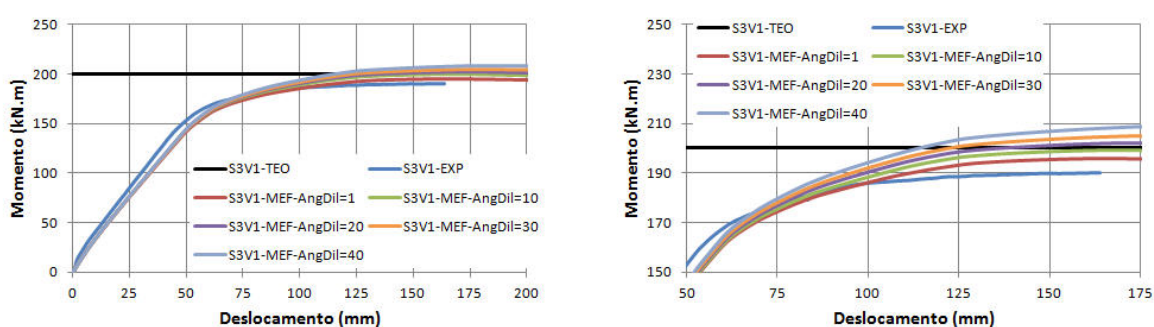


Figura 7.34 – Influência do ângulo de dilatância ψ do comportamento plástico do concreto do núcleo no comportamento da viga mista

7.4.6 Determinação do parâmetro de plasticidade f_{b0}/f_c

Na calibração do modelo quanto ao parâmetro razão entre a resistência à compressão biaxial e a resistência à compressão uniaxial, realizou-se uma análise de sensibilidade adotando-se a expressão proposta por Papanikolaou e Kappos (2007, *apud* Tao *et al.*, 2013) apresentada na Eq. 7.8. A influência desse parâmetro no comportamento da viga mista é mostrada na Fig. 7.35 adotando-se três valores para tal razão: $f_{b0}/f_c = 1,162$ (assumindo-se um valor limite inferior para f_c de 30 MPa), $f_{b0}/f_c = 1,062$ (assumindo-se um valor limite superior para para f_c de 100 MPa) e $f_{b0}/f_c = 1,122$ (adotando-se o valor real de f_c de 48 MPa). Adotou-se a razão correspondente ao f_c real.

$$f_{b0}/f_c = 1,5(f_c)^{-0,075} \quad (7.8)$$

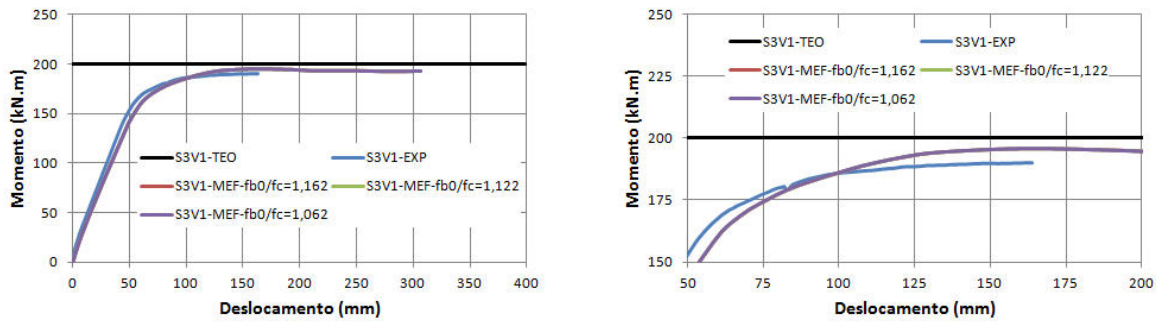


Figura 7.35 – Influência da razão f_{b0} / f_c do comportamento plástico do concreto no comportamento da viga mista

7.4.7 Determinação do parâmetro de plasticidade K_c

Na calibração do modelo quanto ao parâmetro razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão, realizou-se uma análise de sensibilidade adotando-se a expressão proposta por Yu *et al.* (2010, *apud* Tao *et al.*, 2013) apresentada na Eq. 7.9.

$$K_c = \frac{5,5f_{b0}}{3f_c + 5f_{b0}} \quad (7.9)$$

Substituindo-se a Eq. 7.8 na Eq. 7.9, a razão K_c pode ser determinada em função da resistência à compressão uniaxial do concreto, conforme a expressão mostrada na Eq. 7.10.

$$K_c = \frac{5,5}{5 + 2(f_c)^{0,075}} \quad (7.10)$$

A influência desse parâmetro no comportamento da viga mista é mostrada na Fig. 7.37 adotando-se quatro valores para tal relação: $K_c = 0,725$ (assumindo-se um valor limite inferior para f_c de 30 MPa), $K_c = 0,703$ (assumindo-se um valor limite superior para para f_c de 100 MPa), $K_c = 0,717$ (adotando-se o valor real de f_c de 48 MPa) e, finalmente, $K_c = 2/3$ (i.e., 0,667) que é o valor *default* para o parâmetro K_c adotado pelo ABAQUS, o qual foi usado por vários pesquisadores. Adotou-se a razão correspondente ao f_c real.

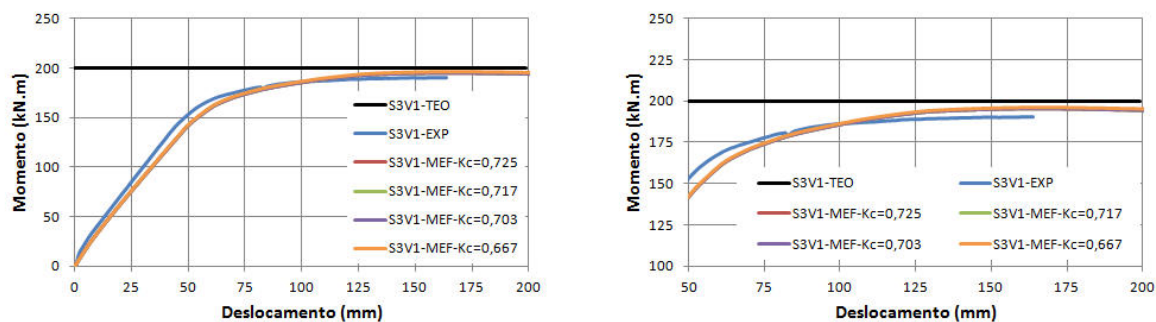


Figura 7.36 – Influência da razão K_c do comportamento plástico do concreto no comportamento da viga mista

7.4.8 Determinação do parâmetro de plasticidade e

Na calibração do modelo quanto ao parâmetro excentricidade do potencial de fluxo, foi adotado o valor *default* $e = 0,1$.

7.4.9 Determinação do parâmetro de plasticidade μ

Na calibração do modelo quanto ao parâmetro viscosidade, adotou-se o valor $\mu = 0,1$.

7.4.10 Determinação do modelo de interação aço-concreto

Na calibração do modelo quanto à modelagem da interação aço-concreto na interface entre a superfície da parede interna do tubo de aço e a superfície externa do núcleo de concreto investigou-se dois modelos de interação. Primeiro, investigou-se a interação tipo *surface-to-surface* com restrição tipo *contact*, designada S2S-C. Simulações com o modelo S2S-C foram processadas com valores do coeficiente de atrito variando na faixa entre 0,01 e 0,3, com incrementos de 0,1. Segundo, investigou-se interação tipo *surface-to-surface* com restrição tipo *tie*, designada S2S-T. A influência da modelagem da interface aço-concreto no comportamento da viga mista é mostrada na Fig. 7.37. Adotou-se a interação S2S-T para todos os protótipos.

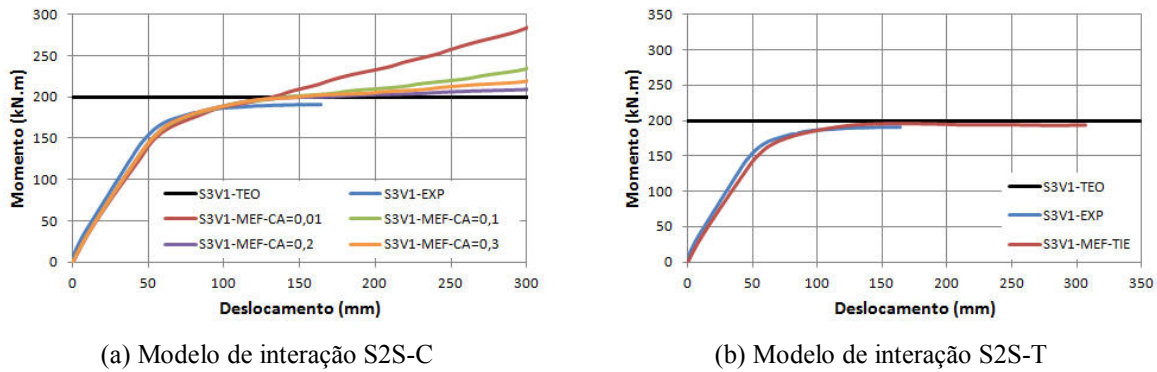


Figura 7.37 – Influência da modelagem da interface aço-concreto no comportamento da viga mista

7.5 Calibração do modelo numérico da viga mista com laje colaborante

Conforme mencionado anteriormente, o modelo numérico da viga mista sem laje colaborante foi calibrado tomando-se, como referência, o resultado experimental do ensaio de flexão do protótipo FLX-VM-SL-TB-1. Entretanto, alguns aspectos particulares devem ser considerados para a adaptação do modelo numérico da viga mista nas simulações do comportamento dos protótipos com laje colaborante, designados FLX-VM-CL. Nas simulações numéricas, foram adotados os valores reais das dimensões da seção transversal e das propriedades dos materiais referentes ao protótipo FLX-VM-CL-1, a saber: $B = 143,46$ mm, $H = 241,01$ mm, $t = 6,53$ mm, $r_e = 20,11$ mm, $t_c = 98,84$ mm, $b_c = 790$ mm, $f_y = 373$ MPa, $f_u = 509,5$ MPa, $E_a = 192.500$ MPa, $f_c = 49,3$ MPa, $f_{ct} = 4,03$ MPa (sendo $f_{ct} = 0,3 f_c^{2/3}$, em MPa), $f_{ys} = 558$ MPa, $f_{us} = 701$ MPa, $E_s = 210.000$ MPa, $A_s = 4.832,33$ mm², $A_c = 31.949,04$ mm², $\alpha = A_s/A_c = 0,151$.

Primeiro, o concreto do núcleo e o concreto da laje maciça colaborante foram considerados como materiais distintos. Em particular, os concretos diferem quanto à consideração ou não do fator de confinamento ξ na expressão proposta por Han *et al.* (2007) para a relação tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial (ver Eq. 7.3 e Eq. 7.4). Obviamente, para o concreto da laje colaborante, foi adotado fator de confinamento nulo.

Na calibração do modelo quanto ao comportamento do concreto da laje colaborante à tração, aplicou-se quatro diferentes modelos normalizados de Bézier à análise numérica variando-se o valor da abertura de fissura: $w_c = 1,0$ mm; $w_c = 3,0$ mm; $w_c = 5,0$ mm e $w_c = 7,0$ mm, ilustrados graficamente na Fig. 7.38. A influência da abertura de fissura do modelo normalizado de Bézier para o efeito de *tension stiffening* no comportamento da viga mista com laje colaborante é ilustrada graficamente na Fig. 7.39. Adotou-se o modelo normalizado de Bézier considerando-se a abertura de fissura w_c de 3,0 mm para o concreto da laje colaborante.

Na calibração do modelo quanto ao parâmetro ângulo de dilatância do concreto da laje colaborante, realizou-se uma análise de sensibilidade adotando-se três diferentes valores, a saber: $\psi = 30^\circ$, $\psi = 40^\circ$ e $\psi = 50^\circ$. A influência do ângulo de dilatância no comportamento da viga mista com laje colaborante é mostrada na Fig. 7.40. Adotou-se o valor de 40° para o ângulo de dilatância do concreto da laje colaborante.

Segundo, condições de contorno foram aplicadas a todos os nós da laje maciça localizados na seção situada no plano transversal xy de simetria. Foram restringidos o deslocamento linear na direção do eixo longitudinal z (U3) e as rotações em torno dos eixos x (UR1) e y (UR2). Adicionalmente, condições de contorno foram aplicadas a todos os nós da laje maciça localizados na seção situada no plano longitudinal yz de simetria (plano de flexão). Foram restringidos o deslocamento linear na direção do eixo x (U1) e as rotações em torno dos eixos y (UR2) e z (UR3).

Terceiro, o carregamento transversal foi modelado como um carregamento uniformemente distribuído, modelado com forças conservativas atuando sobre uma área quadrada de 300×300 mm² da superfície superior da laje de concreto simetricamente localizada em relação à seção transversal de aplicação da força localizada. Na calibração do modelo, realizou-se uma análise de sensibilidade adotando-se dois tipos de modelagem: carregamento aplicado diretamente sobre a laje e carregamento aplicado sobre uma chapa de aço quadrada de espessura de 20 mm e lados de 300 mm, simulando as condições reais do ensaio em laboratório dos protótipos, conforme ilustrado na Fig. 7.41.

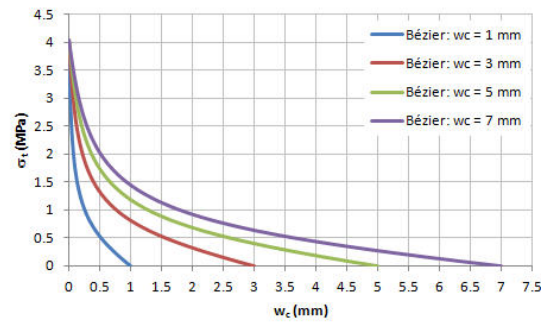


Figura 7.38 – Modelo de Bézier para o efeito de *tension stiffening* em função da abertura de fissura para o concreto da laje

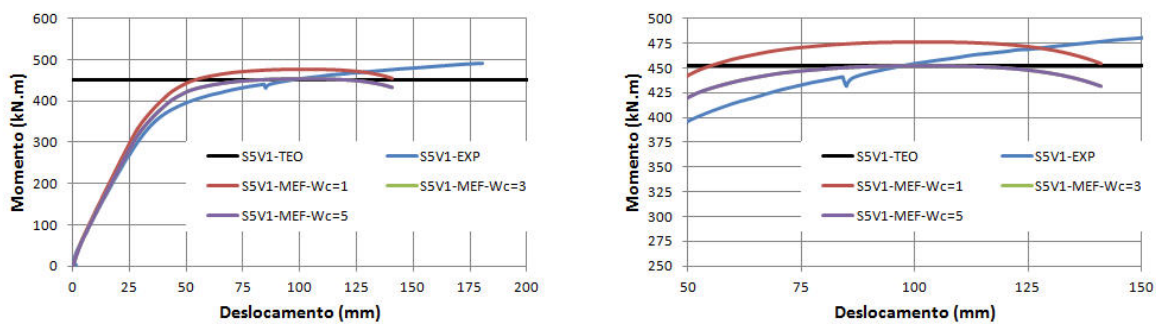


Figura 7.39 – Influência da abertura de fissura w_c do modelo do concreto da laje à tração no comportamento da viga mista

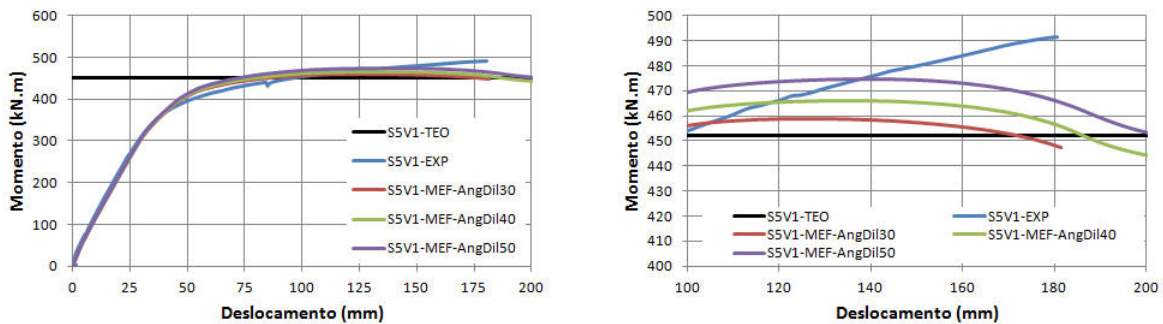
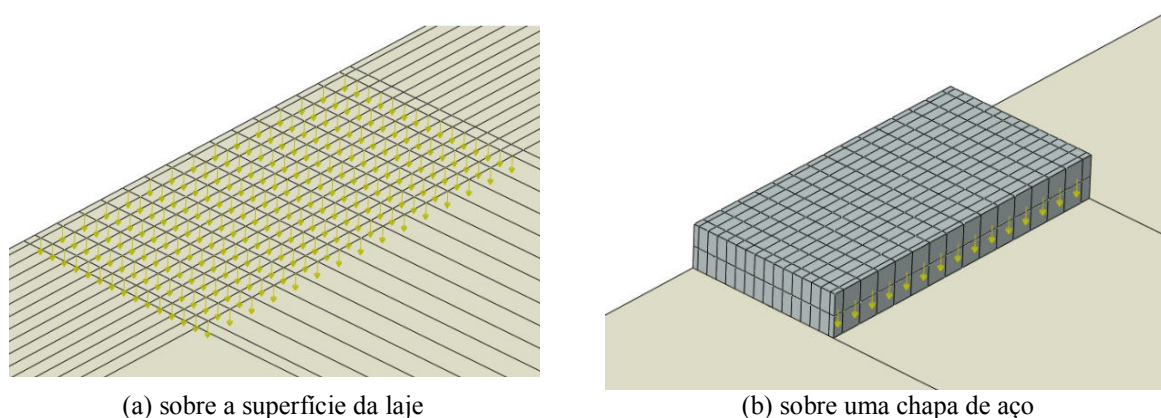


Figura 7.40 – Influência do ângulo de dilatância ψ do comportamento plástico do concreto no comportamento da viga mista

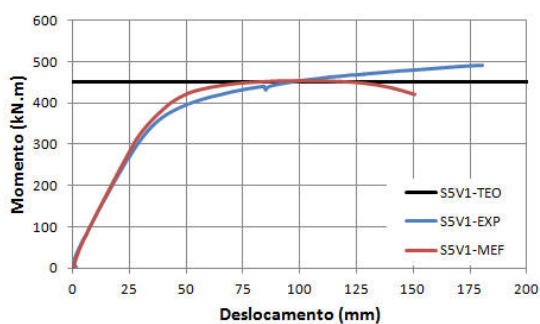
Na modelagem do carregamento aplicado sobre a chapa, investigou-se diferentes modelagens para a interface entre a chapa de aço e a laje de concreto: interação tipo *surface-to-surface* com restrição tipo *tie* e interação tipo *surface-to-surface* com restrição tipo *contact*, na qual investigou-se valores do coeficiente de atrito variando na faixa entre 0,10 e 0,80. A influência do tipo de modelagem do carregamento no comportamento da viga mista com laje colaborante é ilustrada graficamente na Fig. 7.42.



(a) sobre a superfície da laje

(b) sobre uma chapa de aço

Figura 7.41 – Modelagem do carregamento no modelo numérico da viga mista com laje colaborante



(a) sobre a superfície da laje

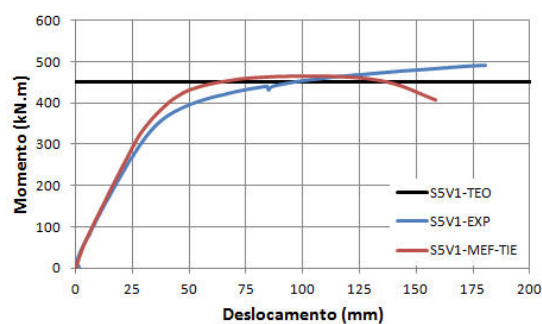
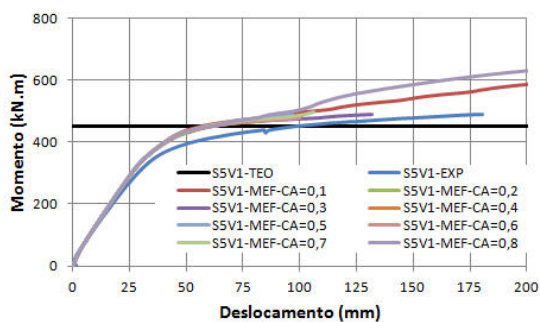
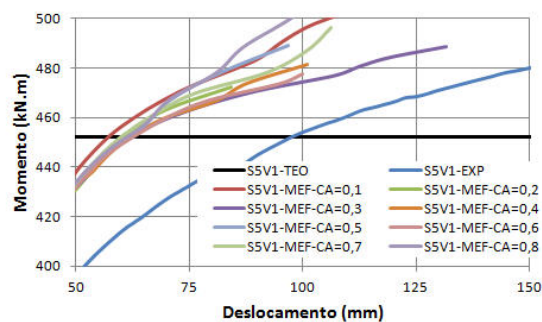
(b) sobre uma chapa de aço com interação tipo *tie*(c) sobre uma chapa de aço com interação tipo *contact*

Figura 7.42 – Estudo de sensibilidade da modelagem do carregamento para o modelo numérico da viga mista com laje colaborante

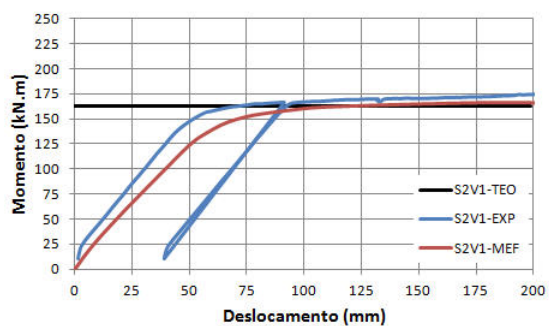
Os resultados dos processamentos realizados com a modelagem do carregamento aplicado sobre a chapa de aço e interação tipo *surface-to-surface* com restrição tipo *contact* mostraram-se inconsistentes. Em alguns casos, o processamento abortou prematuramente. Adotou-se a modelagem do carregamento aplicado diretamente sobre a laje.

Finalmente, para simular a interação completa entre a laje maciça de concreto e o perfil tubular de aço, utilizou-se o modelo de interação do tipo *surface-to-surface*, empregando-se a restrição tipo *tie* entre superfícies.

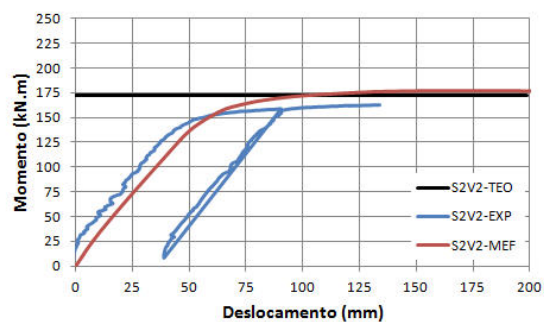
7.6 Verificação do modelo numérico da viga mista

Os resultados experimentais dos protótipos de vigas mistas foram usados na verificação do modelo numérico proposto. O comportamento das vigas mistas observado experimentalmente foi comparado com aquele obtido numericamente. Nas figs. 7.43 a 7.47 são apresentadas as curvas momento-deslocamento vertical $M-\delta$, onde o deslocamento vertical é a flecha na seção central, obtidas experimentalmente (através dos ensaios de flexão) e numericamente (através do processamento do modelo numérico) para os protótipos de vigas mistas. Em cada figura, é também mostrado o valor estimado teoricamente do momento de resistente, representado pela reta horizontal.

Considerando-se inicialmente as vigas mistas sem laje colaborante, observa-se que as curvas $M-\delta$ obtidas numericamente apresentaram uma satisfatória concordância com aquelas obtidas experimentalmente através dos ensaios. De maneira geral, o comportamento à flexão apresentou três estágios: elástico, elástico-plástico e plástico. Nas fases elástica e elástica-plástica, observa-se uma ligeira discordância entre as curvas. Na fase plástica o comportamento numérico é bastante consistente com o comportamento experimental correspondente. Não foi observado tramo descendente nas curvas previamente ao término do ensaio ou ao término do processamento numérico. Observa-se que as vigas mistas sem laje colaborante apresentaram comportamento relativamente dúctil.

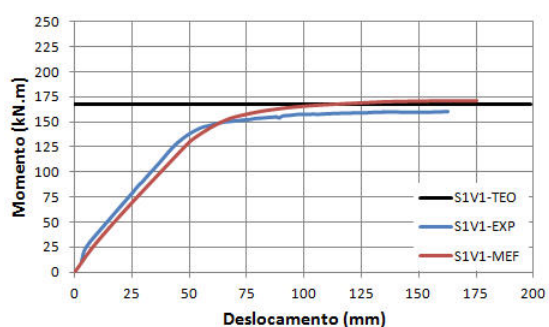


(a) FLX-VM-SL-ST-1

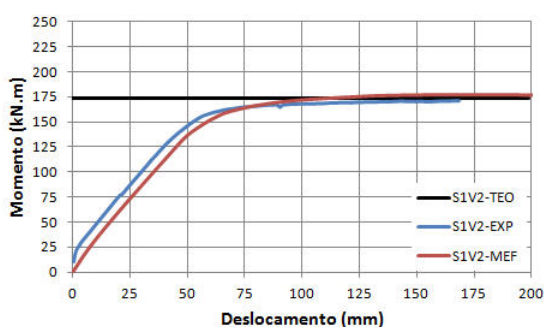


(b) FLX-VM-SL-ST-2

Figura 7.43 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-ST

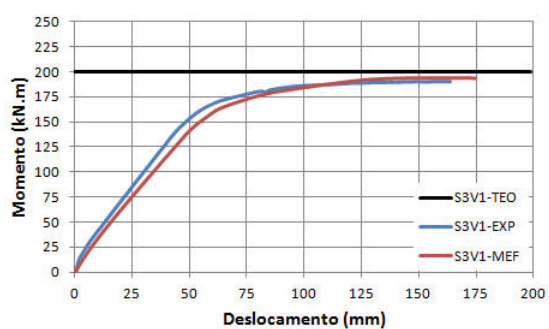


(a) FLX-VM-SL-CT-1

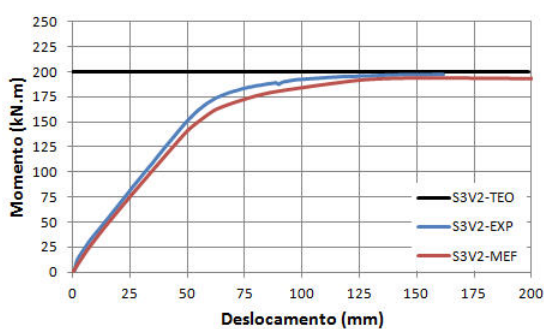


(b) FLX-VM-SL-CT-2

Figura 7.44 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-CT

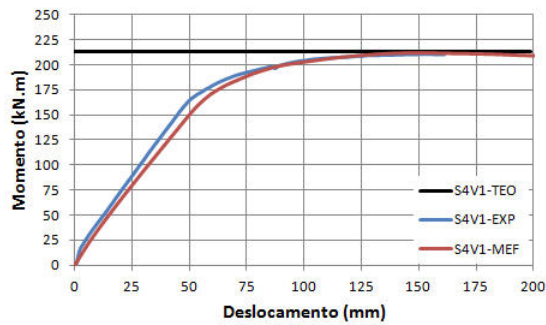


(a) FLX-VM-SL-TB-1

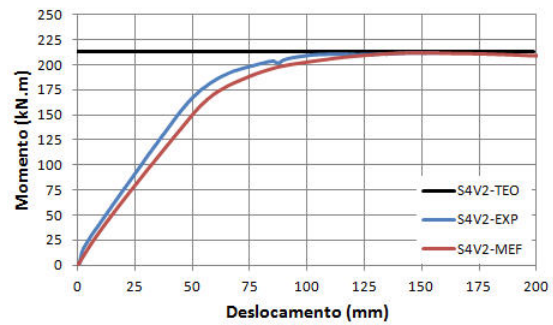


(b) FLX-VM-SL-TB-2

Figura 7.45 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-TB

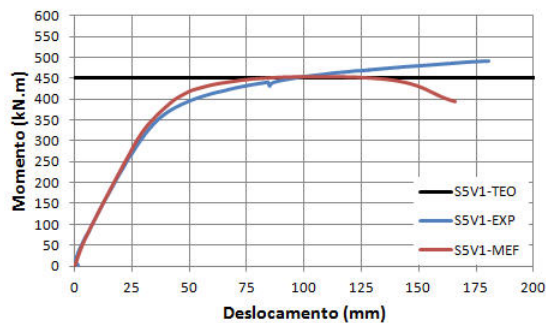


(a) FLX-VM-SL-TA-1

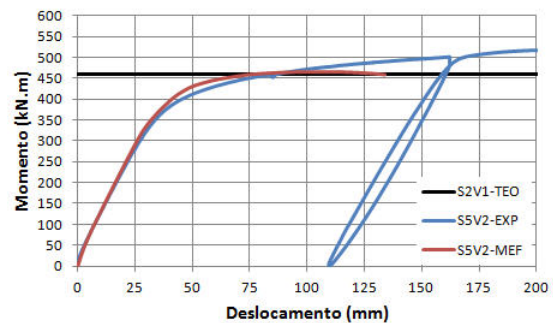


(b) FLX-VM-SL-TA-2

Figura 7.46 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-SL-TA



(a) FLX-VM-CL-1



(b) FLX-VM-SL-CL-2

Figura 7.47 – Verificação do modelo numérico para as vigas mistas FLX-VM-CL

Comparando-se as curvas obtidas para as vigas mistas com laje colaborante, observa-se que o comportamento numérico apresenta uma excelente concordância com o comportamento experimental até atingir um valor máximo. A partir desse ponto, as curvas seguem trajetórias distintas: a curva experimental continua crescente até a interrupção do ensaio (FLX-VM-CL-1) ou a ruptura do protótipo (FLX-VM-SL-CL-2) enquanto a curva numérica segue por um tramo descendente até o processamento abortar. Duas hipóteses foram levantadas para se explicar essa discrepância. Primeiro, é possível supor que as dimensões da laje que foram empregadas nas análises teórica e numérica não representaram fielmente as dimensões reais da laje de ambos os protótipos. Foi observada uma grande variabilidade no valor da espessura e da largura da laje, quando essas dimensões foram avaliadas a cada metro linear da viga mista. Segundo, é possível supor que o concreto da laje maciça dos protótipos ensaiados estivesse com comportamento relativamente melhor em relação àquele que foi modelado numericamente.

Nesta pesquisa, o momento resistente numérico M_{Rn} foi definido como o momento fletor correspondente ao deslocamento na seção central cujo valor fosse igual a 10 vezes a flecha máxima admitida para vigas de piso, dada por $L_0/350$, de acordo com a Tabela C.1 da ABNT NBR 8800:2008, i.e., o momento fletor correspondente à flecha na seção central igual a $L_0/35$. Sendo o valor do vão livre L_0 igual a 5700 mm, então $L_0/35$ corresponde a uma flecha no valor de 162,86 mm. Entretanto, caso o valor da flecha correspondente ao momento fletor máximo fosse inferior a $L_0/35$, então o momento resistente numérico seria correspondente ao momento fletor máximo.

Na Tab. 7.3 são apresentados os resultados obtidos para o momento fletor resistente. Nessa tabela, o momento resistente obtido experimentalmente é denotado M_{Re} ; o momento resistente estimado teoricamente (com base nos valores reais de propriedades geométricas e mecânicas) é denotado M_{Rt} e, finalmente, o momento previsto numericamente é denotado M_{Rn} . A razão entre o momento teórico e o experimental M_{Rt} / M_{Re} e a razão entre o momento numérico e o experimental M_{Rn} / M_{Re} são também listadas nessa tabela, bem como os respectivos valores médios, desvios-padrões e coeficientes de variação. Observa-se uma boa concordância entre o valor do momento resistente numérico e o correspondente valor do momento resistente experimental. Para as vigas mistas sem laje colaborante, o valor médio da razão M_{Rn} / M_{Re} foi 1,022, com coeficiente de variação 0,039. Para as vigas mistas com laje colaborante, o valor médio da razão M_{Rn} / M_{Re} foi 0,948, com coeficiente de variação 0,022.

Nesta pesquisa, a rigidez à flexão numérica K_n da seção transversal foi definida como a rigidez correspondente ao nível de carregamento igual a 50% do momento resistente numérico M_{Rn} . A rigidez à flexão foi determinada indiretamente a partir da curva momento-deslocamento $M-\delta$. Determinou-se a inclinação s da reta que melhor se aproximava dos pontos da curva situados na faixa de carregamento correspondente a $0,5M_{Re} \pm 0,2M_{Re}$. Para vigas simplesmente apoiadas submetidas à flexão de quatro pontos, comportando-se no regime elástico, a rigidez à flexão K da seção transversal central, pode ser expressa como uma função linear da inclinação s , conforme a expressão $K = 3 \times (23/648) \times L_0^2 \times s$.

Tabela 7.3 – Verificação do modelo numérico: resultados para o momento resistente

Protótipo Designação	M_{Re} kN.m	M_{Rt} kN.m	M_{Rn} kN.m	M_{Rt} / M_{Re}	M_{Rn} / M_{Re}
FLX-VM-SL-ST-1	171,59	163,06	166,08	0,950	0,968
FLX-VM-SL-ST-2	162,18	172,73	176,73	1,065	1,090
FLX-VM-SL-CT-1	159,90	167,52	169,69	1,048	1,061
FLX-VM-SL-CT-2	170,92	173,97	177,19	1,018	1,037
FLX-VM-SL-TB-1	190,34	200,10	195,69	1,051	1,028
FLX-VM-SL-TB-2	197,96	200,12	194,54	1,011	0,983
FLX-VM-SL-TA-1	210,17	212,72	212,33	1,012	1,010
FLX-VM-SL-TA-2	211,84	212,70	212,25	1,004	1,002
Média (FLX-VM-SL)				1,020	1,022
Desvio padrão (FLX-VM-SL)				0,036	0,040
Coeficiente de variação (FLX-VM-SL)				0,035	0,039
FLX-VM-CL-1	485,29	451,96	452,93	0,931	0,933
FLX-VM-CL-2	500,09	458,63	465,23	0,950	0,963
Média (FLX-VM-CL)				0,940	0,948
Desvio padrão (FLX-VM-CL)				0,013	0,021
Coeficiente de variação (FLX-VM-CL)				0,014	0,022
Média (FLX-VM-SL & FLX-VM-CL)				1,004	1,008
Desvio padrão (FLX-VM-SL & FLX-VM-CL)				0,046	0,048
Coeficiente de variação (FLX-VM-SL & FLX-VM-CL)				0,046	0,047

Na Tab. 7.4 são apresentados os resultados obtidos para a rigidez à flexão. Nessa tabela, a rigidez obtida experimentalmente é denotada K_e ; a rigidez estimada teoricamente (com base nos valores reais de propriedades geométricas e mecânicas) é denotada K_t e, finalmente, a rigidez prevista numericamente é denotada K_n . A razão entre a rigidez teórica e a experimental K_t / K_e e a razão entre a rigidez numérica e a experimental K_n / K_e são também listadas nessa tabela, bem como os respectivos valores médios, desvios-padrões e coeficientes de variação. Observa-se uma boa concordância entre o valor numérico da rigidez à flexão e o correspondente valor experimental. Para as vigas mistas sem laje colaborante, o valor médio da razão K_n / K_e foi 1,039, com coeficiente de variação 0,059. Para as vigas mistas com laje colaborante, o valor médio da razão K_n / K_e foi 1,058, com coeficiente de variação 0,025

Tabela 7.4 – Verificação do modelo numérico: resultados para a rigidez à flexão

Protótipo Designação	K_e kN.m ²	K_t kN.m ²	K_n kN.m ²	K_t / K_e	K_n / K_e
FLX-VM-SL-ST-1	9578,49	9576,09	8048,74	1,000	0,840
FLX-VM-SL-ST-2	9105,06	10153,83	8909,03	1,115	0,978
FLX-VM-SL-CT-1	8957,42	9174,49	8384,84	1,024	0,936
FLX-VM-SL-CT-2	8805,85	10115,74	8933,07	1,149	1,014
FLX-VM-SL-TB-1	10163,24	11091,05	9239,44	1,091	0,909
FLX-VM-SL-TB-2	9749,34	11091,05	9224,42	1,138	0,946
FLX-VM-SL-TA-1	10850,12	11299,91	9811,21	1,041	0,904
FLX-VM-SL-TA-2	11078,10	11300,90	9808,23	1,020	0,885
	Média (FLX-VM-SL)			1,072	0,927
	Desvio padrão (FLX-VM-SL)			0,058	0,055
	Coeficiente de variação (FLX-VM-SL)			0,054	0,059
FLX-VM-CL-1	34178,66	38024,63	35499,71	1,113	1,039
FLX-VM-CL-2	34178,66	39515,21	36799,15	1,156	1,077
	Média (FLX-VM-CL)			1,134	1,058
	Desvio padrão (FLX-VM-CL)			0,031	0,027
	Coeficiente de variação (FLX-VM-CL)			0,027	0,025
	Média (FLX-VM-SL & FLX-VM-CL)			1,085	0,953
	Desvio padrão (FLX-VM-SL & FLX-VM-CL)			0,058	0,074
	Coeficiente de variação (FLX-VM-SL & FLX-VM-CL)			0,054	0,077

As comparações demonstraram que o modelo numérico proposto para a viga mista sem laje colaborante mostrou-se razoavelmente adequado e forneceu resultados bastante consistentes para o comportamento à flexão de vigas mistas sem laje colaborante. Adicionalmente, o modelo numérico proposto para a viga mista com laje colaborante apresentou-se também bastante satisfatório. O modelo numérico devidamente verificado foi, então, empregado no estudo paramétrico descrito a seguir.

7.7 Estudo paramétrico

7.7.1 Objetivo

Com o objetivo de ampliar o estudo sobre o comportamento das vigas mistas, foi realizado um estudo paramétrico através do qual investigou-se a influência de alguns parâmetros no momento resistente e na rigidez à flexão tanto das vigas mistas sem laje colaborante quanto das vigas mistas com laje colaborante. Os parâmetros investigados foram: (i) dimensões da

seção transversal de aço tubular retangular, incluindo altura H , largura B e espessura da parede t , (ii) vão livre entre apoios L_o , (iii) resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , (iv) resistência ao escoamento do aço f_y , (v) taxa de armadura passiva ρ , e (vi) configuração de carregamento, incluindo flexão de três pontos (C3P), flexão de quatro pontos (C4P), e uniformemente distribuído (CUD).

7.7.2 Vigas mistas sem laje colaborante

A viga mista padrão empregada no estudo paramétrico das vigas mistas sem laje colaborante apresentou os seguintes parâmetros: $H = 250$ mm, $B = 150$ mm, $t = 8,0$ mm, $L_o = 7500$ mm, $f_{ck} = 30$ MPa, $f_y = 300$ MPa, $f_u = 485$ MPa, $\rho = 0\%$ e carregamento do tipo flexão de quatro pontos. O vão de cisalhamento a foi adotado igual um terço do vão livre L_o . Na Tab. 7.5 são listadas as informações sobre os parâmetros adotados em cada modelo do estudo paramétrico das VMPC-SL. O modelo MEF-REF refere-se à viga mista padrão de referência para fins de comparação dos resultados. Na designação dos modelos numéricos, o parâmetro investigado é indicado por uma sequência caracteres alfanuméricos e o valor é destacado em negrito na tabela. Cabe esclarecer que os valores adotados para o parâmetro vão livre L_o , a saber, 7500 mm, 5000 mm e 2500 mm, correspondem a $30H$, $20H$ e $10H$, respectivamente.

Tabela 7.5 - Informações dos modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL

Modelo (designação)	$H \times B \times t \times L_o$ mm ⁴	H/B	B/t	a/H	f_{ck} MPa	f_y MPa	f_u MPa	ρ %	Tipo
MEF-REF	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	30	350	485	0	C4P
MEF-H400	400 × 150 × 8 × 7500	2,67	18,75	6,25	30	350	485	0	C4P
MEF-H550	550 × 150 × 8 × 7500	3,67	18,75	4,54	30	350	485	0	C4P
MEF-B250	250 × 250 × 8 × 7500	1	31,25	10	30	350	485	0	C4P
MEF-T12,5	250 × 150 × 12,5 × 7500	1,67	12	10	30	350	485	0	C4P
MEF-L5000	250 × 150 × 8 × 5000	1,67	18,75	6,67	30	350	485	0	C4P
MEF-L2500	250 × 150 × 8 × 2500	1,67	18,75	3,33	30	350	485	0	C4P
MEF-TX1,3	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	30	350	485	1,3	C4P
MEF-TX2,6	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	30	350	485	2,6	C4P
MEF-FCK40	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	40	350	485	0	C4P
MEF-FCK50	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	50	350	485	0	C4P
MEF-FY250	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	30	250	400	0	C4P
MEF-C3P	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	30	350	485	0	C3P
MEF-CUD	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	30	350	485	0	CUD

É importante relatar que, inicialmente, o estudo paramétrico foi realizado com o modelo de viga mista sem laje colaborante no qual a força transversal localizada foi modelada com forças não conservativas (modelagem tipo *pressure*, no ABAQUS), conforme descrito no item 7.3.8. Os resultados mostraram-se bastante satisfatórios exceto para a configuração de carregamento do tipo uniformemente distribuído (CUD). Investigou-se então a modelagem com forças conservativas.

Na Fig. 7.48 são apresentadas as curvas momento-deslocamento vertical $M-\delta$, onde o deslocamento vertical é a flecha na seção central, para três diferentes configurações de carregamento, obtidas numericamente através do processamento do modelo com forças não conservativas (Fig. 7.48a) e com forças conservativas (Fig. 7.48b). Observa-se que o modelo com forças conservativas apresenta resultados bem mais satisfatórios para a configuração de carregamento do tipo uniformemente distribuído (CUD). As simulações para as configurações de carregamento do tipo flexão de quatro pontos (C4P) e do tipo flexão de três pontos (C3P) mostraram-se, praticamente, indiferentes ao tipo de modelagem do carregamento com ou sem cargas conservativas. Diante desses resultados, adotou-se a modelagem do carregamento com forças conservativas para todos os parâmetros investigados, seja para o modelo numérico da viga mista sem laje colaborante, seja para o modelo numérico da viga mista com laje colaborante.

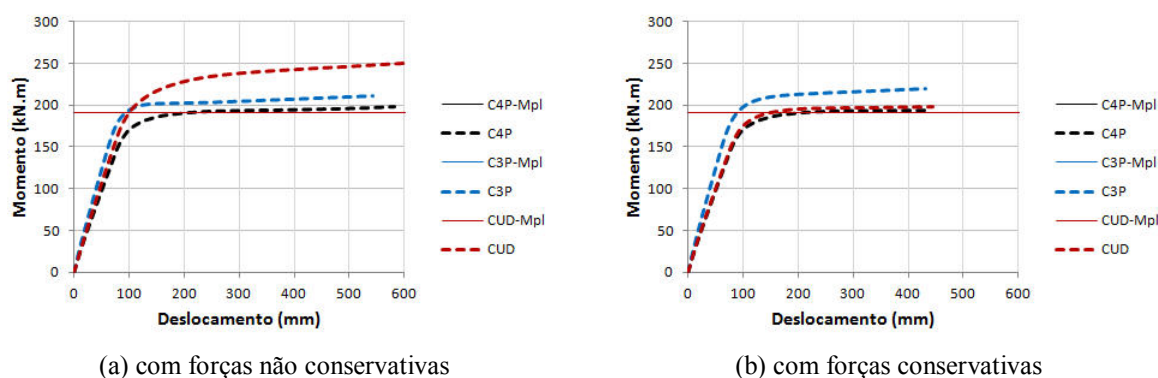


Figura 7.48 – Influência do tipo de modelagem do carregamento nas curvas $M-\delta$ para diferentes configurações de carregamento

Nas figs. 7.49 a 7.56 são apresentadas as curvas momento-deslocamento vertical $M-\delta$, onde o deslocamento vertical é a flecha na seção central, obtidas numericamente através do processamento do modelo numérico para cada parâmetro investigado. Em cada figura, é também mostrado o valor estimado teoricamente do momento resistente, representado pela reta horizontal.

Na Tab. 7.6 são apresentados os resultados obtidos para o momento resistente referentes aos modelos do estudo paramétrico das vigas mistas sem laje colaborante. Nessa tabela, o momento resistente estimado teoricamente é denotado M_{Rt} , o momento previsto numericamente é denotado M_{Rn} e a flecha correspondente ao momento numérico é denotada δ_n . A razão entre o momento numérico e o teórico M_{Rn} / M_{Rt} é apresentada nessa tabela bem como a média, o desvio-padrão e o coeficiente de variação. A razão entre o momento numérico de cada simulação $(M_{Rn})_i$ e o momento numérico da viga mista padrão de referência $(M_{Rn})_{ref}$ é também listada na tabela e ilustrada graficamente (gráfico de colunas) na Fig. 7.57.

Analogamente, na Tab. 7.7 são apresentados os resultados obtidos para a rigidez à flexão referentes aos modelos do estudo paramétrico das vigas mistas sem laje colaborante. Nessa tabela, a rigidez estimada teoricamente é denotada K_t e a rigidez prevista numericamente é denotada K_n . A razão entre a rigidez numérica e a teórica K_n / K_t é apresentada nessa tabela bem como a média, o desvio-padrão e o coeficiente de variação. A razão entre a rigidez numérica de cada simulação $(K_n)_i$ e a rigidez numérica da viga mista padrão de referência $(K_n)_{ref}$ é também listada na tabela e ilustrada graficamente (gráfico de colunas) na Fig. 7.58.

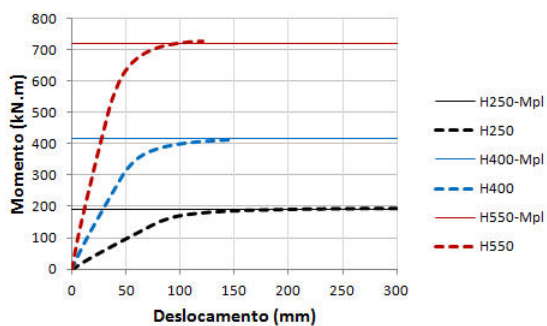


Figura 7.49 - Influência do parâmetro H nas curvas $M-\delta$

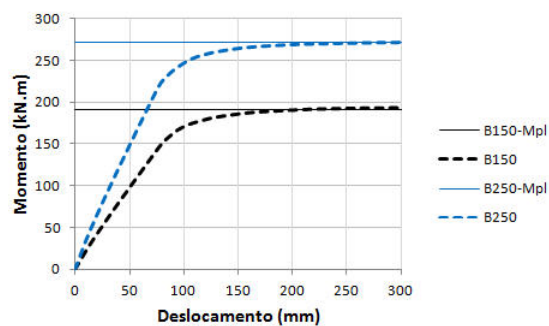


Figura 7.50 - Influência do parâmetro B nas curvas $M-\delta$

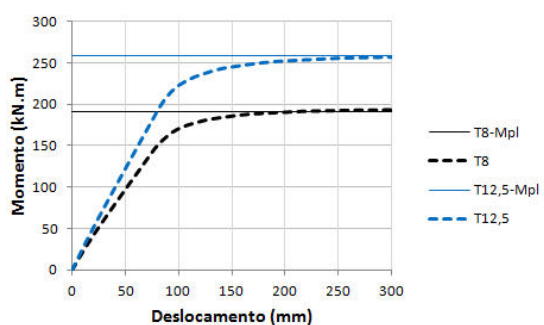


Figura 7.51 - Influência do parâmetro t nas curvas $M-\delta$

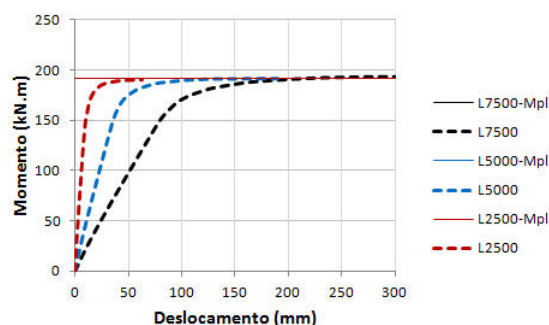


Figura 7.52 - Influência do parâmetro L_0 nas curvas $M-\delta$

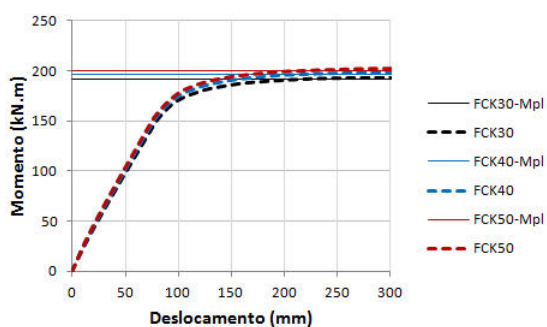


Figura 7.53 - Influência do parâmetro f_{ck} nas curvas $M-\delta$

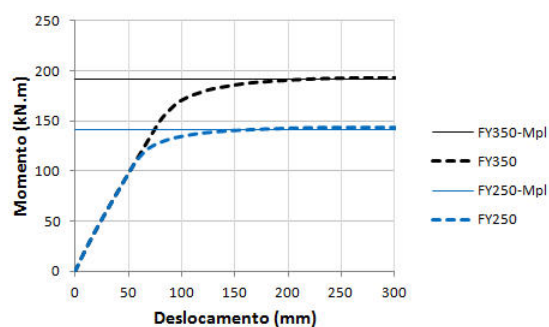


Figura 7.54 - Influência do parâmetro f_y nas curvas $M-\delta$

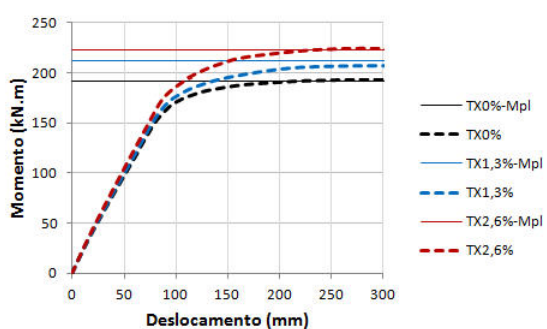


Figura 7.55 - Influência do parâmetro ρ nas curvas $M-\delta$

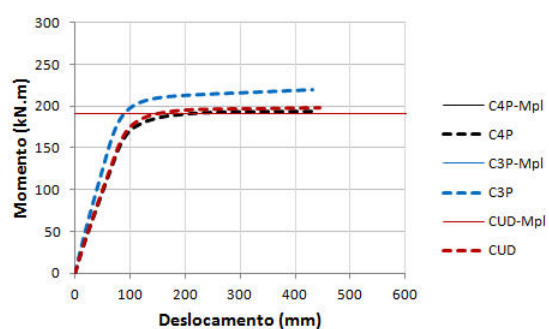
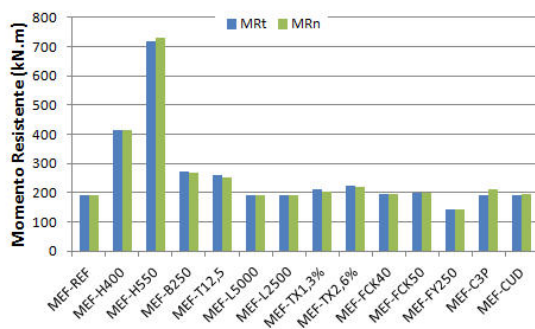


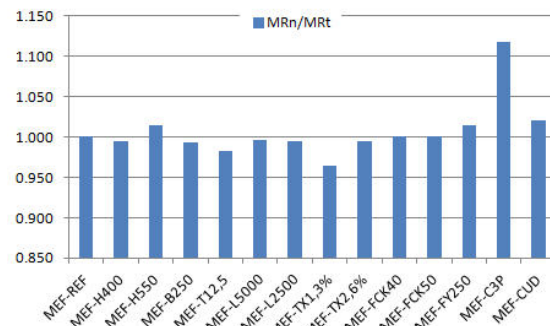
Figura 7.56 - Influência do tipo de carregamento nas curvas $M-\delta$

Tabela 7.6 – Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL

Modelo (designação)	M_{Rt} kN.m	M_{Rn} kN.m	δ_n mm	M_{Rn} / M_{Rt}	$(M_{Rn})_i / (M_{Rn})_{ref}$
MEF-REF	191,35	191,48	214,29	1,001	1,000
MEF-H400	415,32	413,39	149,85	0,995	2,159
MEF-H550	719,85	729,89	121,03	1,014	3,812
MEF-B250	271,10	269,42	214,29	0,994	1,407
MEF-T12,5	258,67	254,19	214,29	0,983	1,328
MEF-L5000	191,35	190,64	142,86	0,996	0,996
MEF-L2500	191,35	190,35	62,19	0,995	0,994
MEF-TX1,3	211,91	204,52	214,29	0,965	1,068
MEF-TX2,6	222,63	221,61	214,29	0,995	1,157
MEF-FCK40	195,77	195,89	214,29	1,001	1,023
MEF-FCK50	199,80	199,91	214,29	1,001	1,044
MEF-FY250	141,36	143,52	214,29	1,015	0,750
MEF-C3P	191,35	213,81	214,29	1,117	1,117
MEF-CUD	191,35	195,37	214,29	1,021	1,020
			Média	1,007	
			Desvio padrão	0,035	
			Coefficiente de variação	0,034	



(a) Valores absolutos

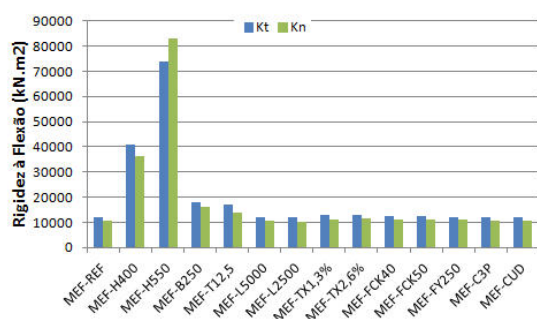


(b) Valores relativos

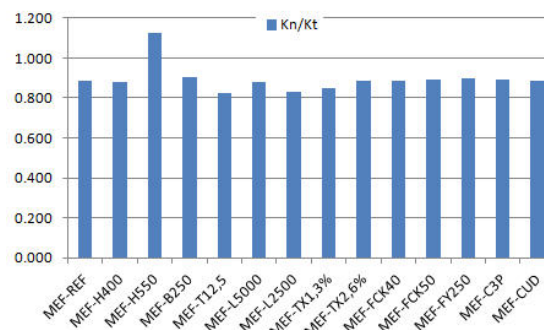
Figura 7.57 - Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL

Tabela 7.7 – Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL

Modelo (designação)	K_t kN.m ²	K_n kN.m ²	K_n / K_t	$(K_n)_i / (K_n)_{ref}$
MEF-REF	12182,14	10795,35	0,886	1,000
MEF-H400	40942,92	36104,10	0,882	3,344
MEF-H550	73901,84	83066,81	1,124	7,695
MEF-B250	17948,70	16199,93	0,903	1,501
MEF-T12,5	16904,81	13938,03	0,825	1,291
MEF-L5000	12182,14	10692,36	0,878	0,990
MEF-L2500	12182,14	10143,13	0,833	0,940
MEF-TX1,3	12922,52	11009,49	0,852	1,020
MEF-TX2,6	13127,53	11601,10	0,884	1,075
MEF-FCK40	12391,10	11004,71	0,888	1,019
MEF-FCK50	12581,12	11218,22	0,892	1,039
MEF-FY250	12182,14	10958,41	0,900	1,015
MEF-C3P	12182,14	10843,64	0,890	1,004
MEF-CUD	12182,14	10770,85	0,884	0,998
		Média	0,894	
		Desvio padrão	0,070	
		Coeficiente de variação	0,079	



(a) Valores absolutos



(b) Valores relativos

Figura 7.58 - Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-SL

Primeiramente, é importante notar que o modelo numérico para vigas mistas sem laje colaborante estimou, com relativa precisão, o momento resistente determinado analiticamente, com exceção apenas para o modelo de viga mista com configuração de carregamento C3P. Especificamente, para o modelo MEF-C3P, a razão entre o momento resistente numérico e o momento resistente teórico foi 1,117. Considerando-se todos os modelos simulados, o valor médio da razão entre o momento resistente numérico e o teórico foi 1,007, com coeficiente de variação 0,034. Entretanto, caso fosse desconsiderado o resultado do modelo MEF-C3P desta análise, o valor médio da razão entre o momento resistente numérico e o teórico seria 0,998, com coeficiente de variação 0,014.

Quanto à estimativa da rigidez à flexão, observa-se que o modelo numérico subestimou a rigidez à flexão em todos os casos investigados, com exceção apenas para o modelo de viga mista com altura de 550 mm. Especificamente, para o modelo MEF-H550, a razão entre a rigidez numérica e rigidez teórica foi 1,124. Considerando-se todos os modelos simulados, o valor médio da razão entre a rigidez numérica e a teórica foi 0,894, com coeficiente de variação 0,079. Entretanto, caso fosse desconsiderado o resultado do modelo MEF-H550 desta análise, o valor médio da razão entre a rigidez numérica e a teórica seria 0,877, com coeficiente de variação 0,028.

A influência das dimensões da seção transversal do perfil de aço tubular retangular é ilustrada nas figs. 7.49 a 7.51. Observa-se que o comportamento da viga mista foi significativamente influenciado pelo valor da altura, da largura ou da espessura da parede do tubo. Os valores das dimensões geométricas da seção transversal afetaram tanto o momento resistente quanto a rigidez à flexão. O momento resistente e a rigidez à flexão foram:

(i) maiores para maiores valores da altura H e, conseqüentemente, para maiores valores da razão H/B , mantendo-se o valor da largura B constante. Aumentando-se o valor da razão H/B de 1,67 (viga padrão) para 2,67 e de 1,67 (viga padrão) para 3,67, o momento resistente aumentou 2,159 vezes e 3,812 vezes, respectivamente, em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 3,344 vezes e 7,695 vezes, respectivamente, em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência;

(ii) maiores para maiores valores da largura B e, conseqüentemente, para menores valores da razão H/B , mantendo-se o valor da altura H constante. Diminuindo-se o valor da razão H/B de 1,67 (viga padrão) para 1, o momento resistente aumentou 1,407 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,501 vezes em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência;

(iii) maiores para maiores valores da largura B e, conseqüentemente, para maiores valores da razão B/t , mantendo-se o valor da espessura t constante. Aumentando-se o valor da razão B/t de 18,75 (viga padrão) para 31,25, o momento resistente aumentou 1,407 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,501 vezes em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência;

(iv) maiores para maiores valores da espessura t e, conseqüentemente, para menores valores da razão B/t , mantendo-se o valor da largura B constante. Diminuindo-se o valor da razão B/t de 18,75 (viga padrão) para 12, o momento resistente aumentou 1,328 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,291 vezes em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência.

A influência das propriedades mecânicas do concreto do núcleo e do aço do perfil é ilustrada nas figs. 7.53 a 7.54, respectivamente. Observa-se que o comportamento da viga mista foi pouco influenciado pela resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , para concretos de resistência normal de classes C30, C40 e C50. Aumentando-se a resistência do concreto de 30 MPa para 40 MPa e de 30 MPa para 50 MPa, o momento resistente aumentou 1,023 vezes e 1,044 vezes, respectivamente, em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,019 vezes e 1,039 vezes, respectivamente, em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência.

Entretanto, o comportamento da viga mista é bastante influenciado pela resistência ao escoamento do aço do perfil f_y . Quanto maior a resistência ao escoamento, maior o momento resistente. Especificamente, diminuindo-se a resistência ao escoamento do aço de 350 MPa para 250 MPa, o momento resistente diminuiu 0,750 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência. Entretanto, conforme esperado, a resistência ao escoamento do aço do perfil não influenciou a rigidez à flexão, uma vez que o módulo de elasticidade do aço

foi invariável. De fato, pode-se dizer que o valor 1,015 da razão entre a rigidez do modelo com resistência ao escoamento de 250 MPa e a a rigidez do modelo com resistência ao escoamento de 350 MPa (viga padrão de referência) é aproximadamente 1.

A influência da taxa da armadura passiva ρ inserida no interior do núcleo de concreto é ilustrada na Fig.7.55. Observa-se que inserção de armadura passiva mostrou-se razoavelmente benéfica para a capacidade resistente da viga mista. Especificamente, inserindo-se armaduras com taxas de 1,3% e 2,6%, o momento resistente aumentou 1,068 vezes e 1,157 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência. O aumento na rigidez à flexão foi menos significativo relativamente ao aumento no momento resistente. Inserindo-se armaduras com taxas de 1,3% e 2,6%, a rigidez à flexão aumentou 1,020 vezes e 1,075 vezes em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência. Portanto, a inserção de barras de aço com taxas de armadura nessa ordem de grandeza é bastante vantajosa, não somente pelo aumento da capacidade resistente e da rigidez à flexão em relação à da viga mista com núcleo de concreto simples mas, também, pelos efeitos benéficos para o comportamento da viga mista quando submetida a situações de incêndio.

A influência do vão livre L_0 é ilustrada na Fig. 7.52. Observa-se que a influência do vão livre na capacidade resistente da viga mista é desprezável, conforme previsto. Teoricamente, o aumento do vão livre em nada influencia no valor do momento resistente estimado pelo momento de plastificação, desde que seja garantida a ausência de FLT. Portanto, as retas horizontais que representam o valor do momento resistente estimado teoricamente sobrepõem-se no gráfico. Essa afirmativa foi comprovada numericamente. A razão entre o momento resistente das vigas com vão livre de 5000 mm e 2500 mm e o momento resistente da viga padrão com vão livre de 7500 mm foi 0,996 e 0,994; respectivamente. As curvas momento-deslocamento vertical $M-\delta$ mostradas na Fig. 7.52 apresentam inclinações notadamente distintas no tramo ascendente inicial, correspondente ao estágio elástico. Entretanto, teoricamente, a rigidez à flexão não é influenciada pelo valor do vão livre. Essa afirmativa foi também comprovada numericamente pelo modelo da viga com vão livre de 5000 mm. A razão entre a rigidez à flexão das vigas com vão livre de 5000 mm e a rigidez à flexão da viga padrão com vão livre de 7500 mm (viga padrão) foi 0,990. Entretanto, a razão entre a rigidez à flexão do modelo da viga com vão livre de 2500 mm e a rigidez à flexão da

viga padrão com vão livre de 7500 mm foi 0,940. Este valor não se apresentou consistente com as expectativas teóricas.

Finalmente, a influência da configuração de carregamento é ilustrada na Fig. 7.56. Teoricamente, a configuração de carregamento em nada influencia no valor do momento resistente estimado pelo momento de plastificação. Portanto, as retas horizontais que representam o valor do momento resistente estimado teoricamente sobrepõem-se no gráfico. Entretanto, observa-se que houve uma relativa discrepância entre os valores do momento resistente obtidos numericamente. Essa discrepância foi bastante significativa para a configuração de carregamento CP3 (flexão de 3 pontos), para a qual o momento resistente foi 1,117 vezes o momento resistente da viga padrão de referência (configuração C4P ou flexão de 4 pontos). Para a configuração de carregamento CUD (carregamento uniformemente distribuído), obteve-se uma boa concordância: o momento resistente para a configuração de carregamento CDU foi apenas 1,020 vezes o momento resistente da viga padrão de referência (configuração C4P ou flexão de 4 pontos). De forma análoga, teoricamente, a configuração de carregamento em nada influencia no valor da rigidez à flexão. Essa afirmativa foi comprovada numericamente. A razão entre a rigidez à flexão das vigas com configuração de carregamento C3P e CUD e a rigidez à flexão da viga padrão com configuração de carregamento C4P foi 1,004 e 0,998; respectivamente.

7.7.3 Vigas mistas com laje colaborante

A viga mista padrão empregada no estudo paramétrico das vigas mistas com laje colaborante apresentou os seguintes parâmetros: $H = 250$ mm, $B = 150$ mm, $t = 8,0$ mm, $L_o = 10000$ mm, $f_{ck} = 30$ MPa, $f_y = 350$ MPa, $f_u = 485$ MPa, $\rho = 2,6\%$ e carregamento do tipo flexão de quatro pontos. A largura efetiva b_c da laje colaborante foi adotada igual a duas vezes o comprimento correspondente a $1/8$ do vão livre e a espessura t_c foi mantida constante e igual a 100 mm. O vão de cisalhamento a foi adotado igual um terço do vão livre L_o . Na Tab. 7.8 são listadas as informações sobre os parâmetros adotados em cada modelo do estudo paramétrico das VMPC-CL. O modelo MEF-REF refere-se à viga mista padrão de referência para fins de comparação dos resultados. Na designação dos modelos numéricos, o parâmetro investigado é

indicado por uma sequência caracteres alfanuméricos e o valor é destacado em negrito na tabela. Cabe esclarecer que os valores adotados para o parâmetro vão livre L_0 , a saber, 10000 mm, 7500 mm e 5000 mm, correspondem a $40H$, $30H$ e $20H$, respectivamente.

Tabela 7.8 - Informações dos modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL

Modelo (designação)	$H \times B \times t \times L_0$ mm ⁴	H/B	B/t	a/H	f_{ck} MPa	f_y MPa	f_u MPa	$b_c \times t_c$ mm ²	Tipo
MEF-REF	250 × 150 × 8 × 10000	1,67	18,75	13,33	30	350	485	2500 × 100	C4P
MEF-H400	400 × 150 × 8 × 10000	2,67	18,75	8,33	30	350	485	2500 × 100	C4P
MEF-H550	550 × 150 × 8 × 10000	3,67	18,75	6,06	30	350	485	2500 × 100	C4P
MEF-B250	250 × 250 × 8 × 10000	1	31,25	13,33	30	350	485	2500 × 100	C4P
MEF-T12,5	250 × 150 × 12,5 × 10000	1,67	12	13,33	30	350	485	2500 × 100	C4P
MEF-L7500	250 × 150 × 8 × 7500	1,67	18,75	10	30	350	485	1875 × 100	C4P
MEF-L5000	250 × 150 × 8 × 5000	1,67	18,75	6,67	30	350	485	1250 × 100	C4P
MEF-FCK40	250 × 150 × 8 × 10000	1,67	18,75	13,33	40	350	485	2500 × 100	C4P
MEF-FCK50	250 × 150 × 8 × 10000	1,67	18,75	13,33	50	350	485	2500 × 100	C4P
MEF-FY250	250 × 150 × 8 × 10000	1,67	18,75	13,33	30	250	400	2500 × 100	C4P
MEF-C3P	250 × 150 × 8 × 10000	1,67	18,75	13,33	30	350	485	2500 × 100	C3P
MEF-CUD	250 × 150 × 8 × 10000	1,67	18,75	13,33	30	350	485	2500 × 100	CUD

Nas figs. 7.60 a 7.66 são apresentadas as curvas momento-deslocamento vertical ($M-\delta$), onde o deslocamento vertical é a flecha na seção central, obtidas numericamente através do processamento do modelo numérico para cada parâmetro investigado. Em cada figura, é também mostrado o valor estimado teoricamente do momento resistente, representado pela reta horizontal.

Na Tab. 7.9 são apresentados os resultados obtidos para o momento resistente referentes aos modelos do estudo paramétrico das vigas mistas com laje colaborante. Nessa tabela, o momento resistente estimado teoricamente é denotado M_{Rt} , o momento previsto numericamente é denotado M_{Rn} e a flecha correspondente ao momento numérico é denotada δ_n . A razão entre o momento numérico e o teórico M_{Rn} / M_{Rt} é apresentada nessa tabela, bem como a média, o desvio-padrão e o coeficiente de variação. A razão entre o momento numérico de cada simulação $(M_{Rn})_i$ e o momento numérico da viga mista padrão de referência $(M_{Rn})_{ref}$ é também listada na tabela e ilustrada graficamente (gráfico de colunas) na Fig. 7.67. Analogamente, na Tab. 7.10 são apresentados os resultados obtidos para a rigidez à flexão referentes aos modelos do estudo paramétrico das vigas mistas com laje colaborante. Nessa tabela, a rigidez estimada teoricamente é denotada K_t e a rigidez prevista numericamente é

denotada K_n . A razão entre a rigidez numérica e a teórica K_n / K_t é apresentada nessa tabela nessa tabela bem como a média, o desvio-padrão e o coeficiente de variação. A razão entre a rigidez numérica de cada simulação $(K_n)_i$ e a rigidez numérica da viga mista padrão de referência $(K_n)_{ref}$ é também listada na tabela e ilustrada graficamente (gráfico de colunas) na Fig. 7.68.

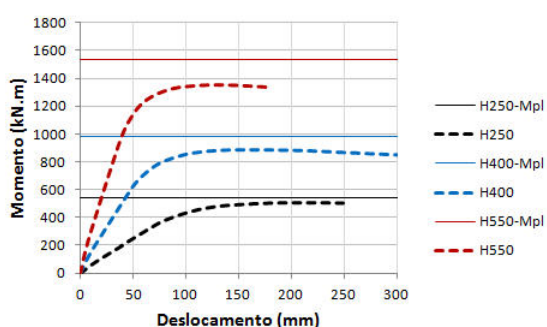


Figura 7.59 - Influência do parâmetro H nas curvas $M-\delta$

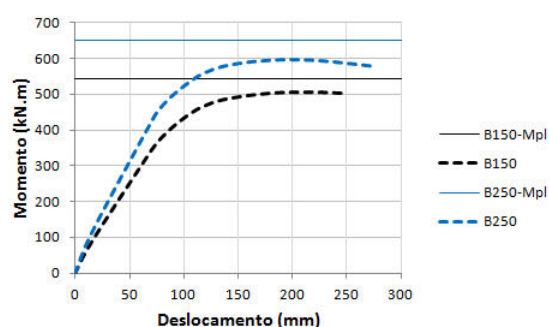


Figura 7.60 - Influência do parâmetro B nas curvas $M-\delta$

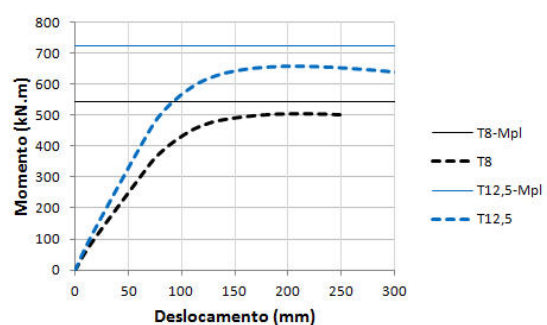


Figura 7.61 - Influência do parâmetro t nas curvas $M-\delta$

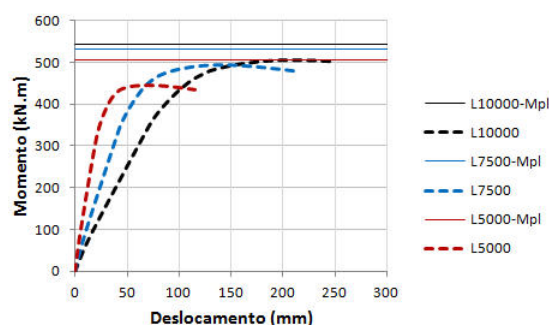


Figura 7.62 - Influência do parâmetro L_0 nas curvas $M-\delta$

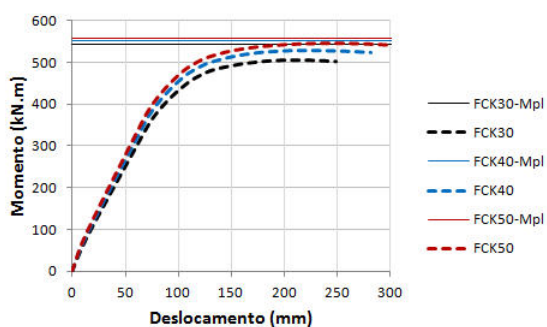


Figura 7.63 - Influência do parâmetro f_{ck} nas curvas $M-\delta$

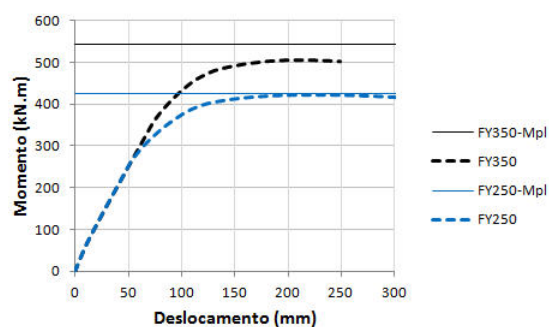


Figura 7.64 - Influência do parâmetro f_y nas curvas $M-\delta$

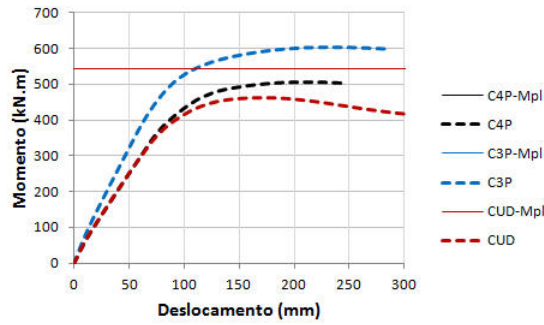
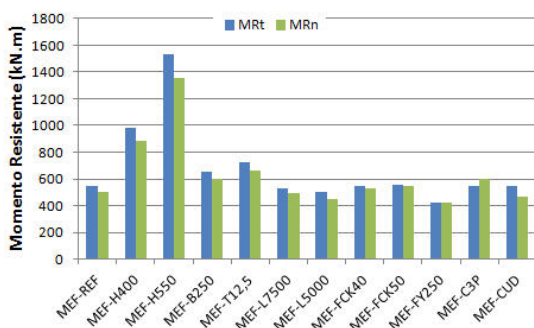


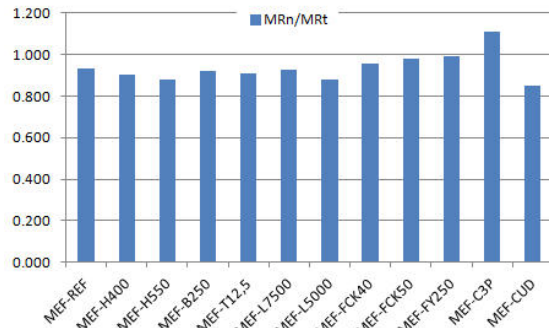
Figura 7.65 - Influência do tipo de carregamento nas curvas $M-\delta$

Tabela 7.9 – Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL

Modelo (designação)	M_{Rt} kN.m	M_{Rn} kN.m	δ_n mm	M_{Rn} / M_{Rt}	$(M_{Rn})_i / (M_{Rn})_{ref}$
MEF-REF	543,59	505,86	210,00	0,931	1,000
MEF-H400	981,30	886,83	156,20	0,904	1,753
MEF-H550	1536,27	1351,60	129,98	0,880	2,672
MEF-B250	650,48	597,78	199,11	0,919	1,182
MEF-T12,5	725,02	659,34	207,75	0,909	1,303
MEF-L7500	530,94	493,43	140,93	0,929	0,975
MEF-L5000	505,65	445,43	70,50	0,881	0,881
MEF-FCK40	551,50	527,70	218,84	0,957	1,043
MEF-FCK50	556,68	546,52	243,93	0,982	1,080
MEF-FY250	426,29	423,01	223,28	0,992	0,836
MEF-C3P	543,59	602,63	232,69	1,109	1,191
MEF-CUD	543,59	463,34	171,95	0,852	0,916
Média				0,937	
Desvio padrão				0,068	
Coeficiente de variação				0,073	



(a) Valores absolutos

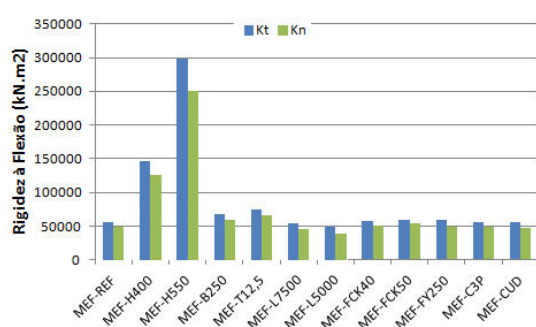


(b) Valores relativos

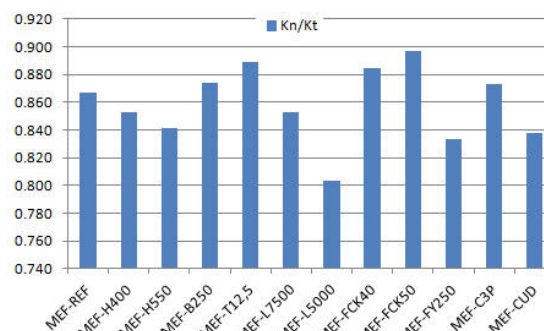
Figura 7.66 - Resultados do momento resistente para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL

Tabela 7.10 – Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL

Modelo (designação)	K_t kN.m ²	K_n kN.m ²	K_n / K_t	$(K_n)_i / (K_n)_{ref}$
MEF-REF	56533,44	48981,96	0,866	1,000
MEF-H400	146750,22	125138,65	0,853	2,596
MEF-H550	298302,13	251057,84	0,842	5,277
MEF-B250	68086,35	59471,71	0,873	1,204
MEF-T12,5	74441,31	66151,29	0,889	1,317
MEF-L7500	53270,28	45424,63	0,853	0,942
MEF-L5000	48409,20	38899,97	0,804	0,856
MEF-FCK40	58100,64	51371,57	0,884	1,028
MEF-FCK50	59379,58	53248,66	0,897	1,050
MEF-FY250	59379,58	49471,96	0,833	1,050
MEF-C3P	56533,44	49378,46	0,873	1,000
MEF-CUD	56533,44	47380,17	0,838	1,000
		Média	0,859	
		Desvio padrão	0,027	
		Coefficiente de variação	0,031	



(a) Valores absolutos



(b) Valores relativos

Figura 7.67 - Resultados da rigidez à flexão para os modelos do estudo paramétrico das VMPC-CL

Primeiramente, é importante notar que o modelo numérico para vigas mistas com laje colaborante subestimou o momento resistente determinado analiticamente, com exceção apenas para o modelo de viga mista com configuração de carregamento C3P. Especificamente, para o modelo MEF-C3P, a razão entre o momento resistente numérico e o momento resistente teórico foi 1,109. Considerando-se todos os modelos simulados, o valor médio da razão entre o momento resistente numérico e o teórico foi 0,937, com coeficiente de variação 0,073. Entretanto, caso fosse desconsiderado o resultado do modelo MEF-C3P desta análise, o valor médio da razão entre o momento resistente numérico e o teórico seria 0,921, com coeficiente de variação 0,047.

Quanto à estimativa da rigidez à flexão, observa-se que o modelo numérico subestimou a rigidez à flexão em todos os casos investigados. O valor médio da razão entre a rigidez numérica e a teórica foi 0,859, com coeficiente de variação 0,031.

A influência das dimensões da seção transversal do perfil de aço tubular retangular é ilustrada nas figs. 7.59 a 7.61. Observa-se que o comportamento da viga mista foi significativamente influenciado pelo valor da altura, da largura ou da espessura da parede do tubo. Os valores das dimensões geométricas da seção transversal afetaram tanto o momento resistente quanto a rigidez à flexão. O momento resistente e a rigidez à flexão foram:

(i) maiores para maiores valores da altura H e, conseqüentemente, para maiores valores da razão H/B , mantendo-se o valor da largura B constante. Aumentando-se o valor da razão H/B de 1,67 (viga padrão) para 2,67 e de 1,67 (viga padrão) para 3,67, o momento resistente aumentou 1,753 vezes e 2,672 vezes, respectivamente, em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 2,596 vezes e 5,277 vezes, respectivamente, em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência;

(ii) maiores para maiores valores da largura B e, conseqüentemente, para menores valores da razão H/B , mantendo-se o valor da altura H constante. Diminuindo-se o valor da razão H/B de 1,67 (viga padrão) para 1, o momento resistente aumentou 1,182 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,204 vezes em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência;

(iii) maiores para maiores valores da largura B e, conseqüentemente, para maiores valores da razão B/t , mantendo-se o valor da espessura t constante. Aumentando-se o valor da razão B/t de 18,75 (viga padrão) para 31,25, o momento resistente aumentou 1,182 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,204 vezes em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência;

(iv) maiores para maiores valores da espessura t e, conseqüentemente, para menores valores da razão B/t , mantendo-se o valor da largura B constante. Diminuindo-se o valor da razão B/t de 18,75 (viga padrão) para 12, o momento resistente aumentou 1,303 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,317 vezes em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência.

A influência das propriedades mecânicas do concreto do núcleo e do aço do perfil é ilustrada nas figs. 7.63 a 7.64, respectivamente. Observa-se que o comportamento da viga mista foi moderadamente influenciado pela resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , para concretos de resistência normal de classes C30, C40 e C50 (Fig. 7.63). Aumentando-se a resistência do concreto de 30 MPa para 40 MPa e de 30 MPa para 50 MPa, o momento resistente aumentou 1,043 vezes e 1,080 vezes, respectivamente, em relação ao momento resistente da viga padrão de referência, e a rigidez à flexão aumentou 1,028 vezes e 1,050 vezes, respectivamente, em relação à rigidez à flexão da viga padrão de referência. A influência da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} no comportamento das vigas mistas com laje colaborante mostrou-se maior que a sua influência no comportamento das vigas mistas sem laje colaborante. Esse fato corroborou com as expectativas teóricas uma vez que a contribuição do concreto da laje no comportamento da viga mista com laje colaborante é bem mais significativo que a contribuição do concreto do núcleo no comportamento da viga mista sem laje colaborante.

O comportamento da viga mista é bastante influenciado pela resistência ao escoamento do aço do perfil f_y (Fig. 7.64). Quanto maior a resistência ao escoamento, maior o momento resistente. Especificamente, diminuindo-se a resistência ao escoamento do aço de 350 MPa para 250 MPa, o momento resistente diminuiu 0,836 vezes em relação ao momento resistente da viga padrão de referência. Aparentemente, a resistência ao escoamento do aço do perfil

influenciou a rigidez à flexão. A razão entre a rigidez do modelo com resistência ao escoamento de 250 MPa e a rigidez à flexão do modelo com resistência ao escoamento de 350 MPa (viga padrão de referência) foi 1,050. Entretanto, é possível supor que a amostragem de pontos sobre a curva $M-\delta$ para a determinação indireta da rigidez numérica esteja afetando esse resultado uma vez que a faixa de comportamento elástico da curva $M-\delta$ correspondente ao modelo MEF-FY250 é relativamente menor que a faixa do modelo MEF-REF, cuja resistência ao escoamento é 350 MPa.

A influência do vão livre L_0 é ilustrada na Fig. 7.62. Observa-se que a influência do vão livre na capacidade resistente da viga mista é moderada, conforme previsto. Teoricamente, nas vigas mistas com laje colaborante, a largura efetiva da laje maciça foi definida em função do vão livre L_0 . Especificamente, a largura efetiva b_c da laje colaborante foi adotada igual a duas vezes o comprimento correspondente a 1/8 do vão livre. Portanto, a largura efetiva foi maior para vãos livres maiores e, para maior largura efetiva, maior momento resistente e maior rigidez à flexão. As expectativas teóricas foram confirmadas pelos resultados numéricos obtidos. A razão entre o momento resistente das vigas com vão livre de 7500 mm e 5000 mm e o momento resistente da viga padrão com vão livre de 10000 mm foi 0,975 e 0,881; respectivamente. Em outras palavras, o momento resistente da viga mista com laje colaborante foi maior para maior valor do vão livre. A razão entre a rigidez à flexão das vigas com vão livre de 7500 mm e 5000 mm e a rigidez à flexão da viga padrão com vão livre de 10000 mm foi 0,942 e 0,856; respectivamente. Em outras palavras, a rigidez à flexão da viga mista com laje colaborante foi maior para maior valor do vão livre.

Finalmente, a influência da configuração de carregamento é ilustrada na Fig. 7.65. Teoricamente, a configuração de carregamento em nada influencia no valor do momento resistente estimado pelo momento de plastificação. Portanto, as retas horizontais que representam o valor do momento resistente estimado teoricamente sobrepõem-se no gráfico. Entretanto, observa-se que houve uma razoável discrepância entre os valores do momento resistente obtidos numericamente. Para a configuração de carregamento CP3 (flexão de 3 pontos), o momento resistente foi 1,191 vezes o momento resistente da viga padrão de referência (configuração C4P ou flexão de 4 pontos). Para a configuração de carregamento CUD (carregamento uniformemente distribuído), o momento resistente foi 0,916 vezes o

momento resistente da viga padrão de referência (configuração C4P ou flexão de 4 pontos). De forma análoga, teoricamente, a configuração de carregamento em nada influencia no valor da rigidez à flexão. Essa afirmativa foi comprovada numericamente. A razão entre a rigidez à flexão dos modelos MEF-C3P e MEF- CUD e a rigidez à flexão do modelo MEF-REF (viga viga padrão com configuração de carregamento C4P) foi 1,000 e 1,000; respectivamente.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Resumo

Neste trabalho foi desenvolvido um estudo experimental e numérico do comportamento de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular retangular preenchido com concreto autoadensável, de classe C30 e densidade normal.

O programa experimental foi dividido em duas etapas.

A primeira etapa contemplou ensaios de concretagem em dois protótipos de 12 m de comprimento para se investigar a viabilidade executiva do preenchimento com concreto de tubos de aço retangulares, em escala real, posicionados horizontalmente, visando à sua aplicação como sistema construtivo em edificações de estruturas tubulares. A segunda etapa consistiu de ensaios de flexão de quatro pontos em protótipos de 6 m de comprimento, incluindo dez vigas mistas (designadas VMPC) e duas vigas de aço (designadas VA) como referência. Os protótipos de vigas VMPC foram divididos em cinco séries e, cada série consistiu de dois protótipos visando à investigação do comportamento das vigas VMPC com diferentes configurações da seção transversal mista. Os parâmetros investigados foram as condições da interface tubo de aço-núcleo de concreto, a taxa de armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto e a colaboração de laje de concreto maciça sobreposta ao tubo de aço. Foram empregados tubos designados VMB 250×150×6,4, fabricados com aço VMB 300 pela Vallourec Tubos do Brasil S.A. Na designação dos tubos, os valores referem-se às dimensões nominais, expressas em milímetros (mm): altura total H , largura total B e espessura da parede t , respectivamente.

O estudo numérico foi dividido em quatro etapas.

Na primeira etapa (modelagem), foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional, não-linear, baseado no MEF, para se ampliar a investigação do comportamento de vigas mistas de aço tubulares preenchidas com concreto. Na segunda etapa (calibração), o modelo numérico foi calibrado e atenção especial foi dada à especificação dos parâmetros relacionados à modelagem constitutiva dos materiais, à escolha do elemento finito para cada componente da seção transversal mista e ao tamanho da malha, à modelagem das interfaces aço-concreto, à modelagem das condições de contorno e, finalmente, à modelagem da aplicação do carregamento transversal. Na terceira etapa (aferição), o modelo numérico foi aferido a partir dos resultados experimentais obtidos. Na quarta e última etapa (estudo paramétrico), o modelo numérico foi empregado em um estudo paramétrico para se avaliar a influência de parâmetros específicos no comportamento das vigas mistas incluindo características geométricas da seção transversal tubular retangular, propriedades mecânicas dos materiais, comprimento do vão livre, taxa de armadura passiva inserida no interior do núcleo de concreto, e tipos de carregamento. O comportamento das vigas mistas foi avaliado em termos das curvas momento-deslocamento $M-\delta$, onde o deslocamento é a flecha na seção central, do momento fletor resistente M_R e da rigidez à flexão K . Os resultados experimentais e numéricos obtidos para o momento fletor resistente e para a rigidez à flexão foram comparados entre si e com valores teóricos determinados com base em procedimentos normativos nacionais e internacionais vigentes.

8.2 Conclusões

Considerando o escopo limitado desta pesquisa, esta seção apresenta as conclusões que foram elaboradas a partir das observações e dos resultados obtidos nas diferentes etapas do estudo experimental e numérico de vigas mistas constituídas de tubo de aço preenchido com concreto.

8.2.1 Resultados experimentais

8.2.1.1 Ensaios de concretagem

Na primeira etapa do programa experimental, constatou-se que:

- a mistura do concreto autoadensável fornecido pela LafargeHolcim mostrou-se bastante adequada para o preenchimento dos tubos na posição horizontal, permitindo uma concretagem de fácil exequibilidade;
- quanto ao processo de preenchimento do interior do tubo de aço, tanto o método de concretagem sem pressão como o método de concretagem com pressão apresentaram-se eficientes;
- o dispositivo metálico para lançamento do concreto no interior do tubo, especialmente concebido nesta pesquisa para a injeção sob pressão, mostrou-se de fácil manuseio e rápida fixação na abertura circular previamente projetada na mesa superior do tubo retangular. Esse dispositivo apresentou-se como uma ótima opção para o preenchimento das vigas mistas em obras de edificações com estruturas tubulares;
- a inspeção visual do núcleo de concreto dos protótipos dos ensaios de concretagem permitiu avaliar, macroscopicamente, que o concreto autoadensável, no estado endurecido, apresentou-se homogêneo e pouco poroso. Entretanto, imperfeições ou descontinuidades, foram detectadas na superfície superior do núcleo de concreto;
- as imperfeições iniciais no núcleo de concreto decorrentes do processo de concretagem, embora indesejáveis por comprometerem as condições da interface aço-concreto na região mais comprimida da viga mista quando submetida ao momento fletor positivo em torno do eixo principal de maior inércia, não inviabilizaram os procedimentos adotados para o preenchimento dos tubos de aço. Nessa pesquisa, não foi idealizada uma concretagem perfeita porém, uma mistura de concreto autoadensável adequada para o total preenchimento dos tubos de aço em escala real, na posição horizontal, e que possibilitasse uma concretagem rápida e de fácil exequibilidade que viabilizaria o uso de perfis de aço preenchidos com concreto como elementos estruturais de vigas.

8.2.1.2 Ensaios de flexão

Nos ensaios de flexão das vigas de aço (designados FLX-VA) constatou-se que:

- as vigas de aço atingiram integralmente a capacidade resistente ao momento fletor estimada teoricamente pelo momento de plastificação da seção transversal;
- as vigas de aço apresentaram curvatura típica de barras fletidas, acompanhada de uma pronunciada dobra localizada na mesa superior decorrente de grandes deformações plásticas e de um abaulamento das almas na região comprimida do protótipo imediatamente abaixo de um dos pontos de aplicação da força transversal localizada;
- as vigas de aço apresentaram tramo descendente nas curvas momento-deslocamento $M-\delta$ após o atingimento do momento resistente, decorrente do efeito da força localizada;
- a linha neutra (LN) manteve-se coincidente com o eixo centroidal principal de maior inércia do tubo de aço durante praticamente todo o ensaio das vigas de aço, corroborando a previsão teórica da posição da LN passando pelo centroide das seções transversais homogêneas e simétricas.

Nos ensaios das vigas mistas (designados FLX-VM) constatou-se que:

- as vigas mistas apresentaram comportamento significativamente superior ao comportamento das vigas de aço e apresentaram nitidamente o platô de escoamento característico do atingimento do momento resistente dado pela plastificação da seção transversal.
- o preenchimento do tubo de aço com concreto alterou o modo de falha das vigas de aço, inibindo a ocorrência de falha devido ao efeito da força localizada e conferiu às vigas mistas maior ductilidade. Não foi observada qualquer ocorrência de flambagem local na mesa ou nas almas. Nos ensaios experimentais também não foi observada qualquer translação lateral ou torção da viga;
- o desempenho das vigas mistas, avaliado em termos do momento resistente e da rigidez à flexão, foi significativamente superior ao desempenho das vigas de aço. O preenchimento com concreto do tubo de aço melhorou o comportamento das vigas mistas em relação ao das vigas de aço devido ao estabelecimento da ação mista entre o tubo de aço e o núcleo de concreto.

Especificamente nos ensaios das vigas mistas sem laje colaborante (designados FLX-VM-SL), constatou-se que:

- as vigas mistas sem laje colaborante não atingiram experimentalmente o momento resistente teórico, estimado pelo momento de plastificação. Esse comportamento pode ser atribuído às imperfeições na face superior comprimida do núcleo de concreto, i.e., na interface rente à mesa superior do tubo de aço, as quais não foram consideradas nos cálculos das estimativas teóricas. Aparentemente, as descontinuidades observadas na face superior do núcleo de concreto prejudicaram as condições na interface entre o concreto e o aço;
- o momento resistente teórico das vigas mistas sem laje colaborante foi, em média, 2% maior que o momento resistente experimental;
- a rigidez à flexão teórica das vigas mistas sem laje colaborante foi, em média, 7,2% maior que a rigidez à flexão experimental. A rigidez à flexão experimental foi determinada indiretamente a partir da curva momento-deslocamento $M-\delta$, para o nível de carregamento estabelecido em 50% do momento resistente experimental. É possível que os critérios adotados para a amostragem de pontos pertencentes à curva $M-\delta$ não tenham sido perfeitamente adequados. O estabelecimento de um nível de carregamento menor (e.g., 30% ou 40% do momento resistente experimental) muito provavelmente reduziria a discordância entre os valores teóricos e experimentais da rigidez à flexão;
- as deformações no aço do tubo das vigas mistas sem laje colaborante, avaliadas nas mesas e na alma do perfil tubular, corroboraram com a expectativa teórica referente ao deslocamento da LN para cima em relação à posição da LN nas vigas de aço;
- as deformações no aço do tubo e no concreto do núcleo das vigas mistas sem laje colaborante mostraram-se consistentes com a hipótese referente à compatibilidade das deformações;
- o deslizamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto das vigas mistas sem laje colaborante mostrou-se desprezável e, aparentemente, não influenciou negativamente o comportamento solidário entre o tubo de aço e o núcleo de concreto;
- as condições de lubrificação da interface aço-concreto (com ou sem tratamento com pintura anticorrosiva e cera desmoldante) não influenciaram a ação conjunta entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Aparentemente, a ligação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto deu-se exclusivamente pelas condições de rugosidade, aspereza e oxidação da parede do tubo e pelo encurvamento das vigas mistas durante o ensaio;

- o preenchimento do tubo de aço com concreto armado é mais vantajoso em termos de comportamento estrutural. Quanto maior a taxa de armadura passiva, maior o aumento no momento resistente e maior o aumento na rigidez à flexão.

Finalmente, nos ensaios das vigas mistas com laje colaborante (designados FLX-VM-CL), constatou-se que:

- as vigas mistas com laje colaborante atingiram experimentalmente o momento resistente teórico, estimado pelo momento de plastificação. Esse comportamento pode ser atribuído ao deslocamento da linha neutra plástica (LNP) para a laje de concreto, submetendo o núcleo de concreto somente a tensões de tração. O efeito deletério das imperfeições na face superior do núcleo de concreto não impediu o atingimento do momento resistente teórico;
- o deslocamento da LNP para a laje de concreto foi confirmado pelas deformações no aço do tubo e pelas deformações do concreto na laje;
- o modo de falha apresentado por um dos protótipos de viga mista com laje colaborante, ensaiado até a ruptura, caracterizou-se pelo deslocamento do concreto da laje maciça, próximo à seção da força transversal localizada;
- o momento resistente teórico das vigas mistas com laje colaborante foi, em média, 6% menor que o momento resistente experimental. A grande variabilidade das dimensões reais da laje maciça (espessura e largura) ao longo do comprimento da viga mista pode explicar a discordância entre o momento resistente teórico e o experimental;
- a rigidez à flexão teórica das vigas mistas com laje colaborante foi, em média, 13,4% maior que a rigidez à flexão experimental. Atribui-se essa discordância entre os valores teórico e experimental à faixa de amostragem de pontos adotada para se determinar a rigidez à flexão experimental;
- o deslizamento relativo na superfície de contato entre o tubo de aço e a laje de concreto foi desprezável para ambos os protótipos de viga mista com laje colaborante, confirmando o estabelecimento de interação completa entre os dois componentes da viga mista conforme projetado;

8.2.2 Resultados numéricos

A observância de uma pronunciada dobra localizada na mesa superior do tubo de aço nos ensaios experimentais das vigas de aço motivou a investigação do efeito de forças localizadas no momento resistente. Desse estudo numérico referente às vigas de aço, constatou-se que:

- seções transversais tubulares retangulares com parâmetros de esbeltez referentes à flambagem local da mesa comprimida e das almas inferiores ao parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação podem apresentar falha oriunda de grandes deformações plásticas na região comprimida do tubo imediatamente abaixo da área de aplicação da força localizada, quando essa força comprime as almas;
- o momento fletor resistente pode ser significativamente reduzido em relação ao momento de plastificação pelo efeito da força transversal localizada quando forem empregados tubos retangulares com raios de concordância entre a mesa e a alma acima dos valores previstos pela norma europeia EN 10219-2:2006;
- para raios de concordância externos variando entre 1,125 e 5,5 vezes a espessura da parede do tubo, a redução do momento resistente variou entre 11,5% a 16%, respectivamente, para o caso mais crítico investigado, i.e., para a aplicação do carregamento diretamente sobre a mesa superior;
- as prescrições da norma europeia EN 10219-2:2006 mostraram-se bastante pertinentes, pois permitem evitar a fabricação de tubos retangulares com raios de canto com valores elevados, o que poderia potencializar a influência negativa da força localizada no momento fletor resistente;
- a colocação de chapas de reforço ao longo da parte plana das duas almas do perfil tubular retangular na seção de atuação da força localizada, pode reduzir ou até eliminar o efeito negativo de aplicação dessas forças no valor do momento fletor resistente;
- quando a força localizada traciona as almas, seu efeito deletério sobre o momento resistente é significativamente menor do que quando comprime as almas, de modo similar ao que ocorre com os perfis I e H;
- muitos estudos ainda precisam ser feitos para abranger toda a gama de situações necessárias para se chegar a um procedimento de projeto para se levar em conta de forma precisa os efeitos da força localizada em vigas com seção tubular retangular. Parâmetros como as dimensões da seção transversal, as propriedades mecânicas do aço estrutural, as

posições de aplicação de uma ou mais forças localizadas e os comprimentos de aplicação dessas forças necessitam ser avaliados.

A calibração e a aferição do modelo numérico proposto para as vigas mistas revelaram que:

- as curvas momento-deslocamento $M-\delta$ obtidas numericamente para as vigas mistas sem laje colaborante apresentaram uma satisfatória concordância com aquelas obtidas experimentalmente através dos ensaios. O comportamento numérico é bastante consistente com o comportamento experimental correspondente. Não foi observado tramo descendente nas curvas previamente ao término do ensaio ou ao término do processamento numérico;
- as curvas momento-deslocamento $M-\delta$ obtidas numericamente para as vigas mistas com laje colaborante apresentaram excelente concordância com o comportamento experimental até atingir um valor máximo. A partir desse ponto, as curvas seguiram trajetórias distintas: a curva experimental continuou crescente até a interrupção do ensaio ou até a ruptura do protótipo enquanto a curva numérica seguiu por um tramo descendente até o processamento abortar. Foram levantadas duas hipóteses para explicar essa discordância entre os comportamentos experimental e numérico. Primeira, as dimensões da laje que foram empregadas nas análises teórica e numérica não representaram fielmente as dimensões reais da laje de ambos os protótipos. Foi observada uma grande variabilidade no valor real da espessura e da largura da laje. Segunda, é possível que o concreto da laje maciça dos protótipos ensaiados estivesse com comportamento relativamente melhor em relação àquele que foi modelado numericamente;
- houve boa concordância entre o momento resistente numérico e o momento resistente experimental. Para as vigas mistas sem laje colaborante, o valor médio da razão M_{Rn} / M_{Re} foi 1,022, com coeficiente de variação 0,039. Para as vigas mistas com laje colaborante, o valor médio da razão M_{Rn} / M_{Re} foi 0,948, com coeficiente de variação 0,022;
- houve boa concordância entre a rigidez à flexão numérica e a rigidez à flexão experimental. Para as vigas mistas sem laje colaborante, o valor médio da razão K_n / K_e foi 1,039, com coeficiente de variação 0,059. Para as vigas mistas com laje colaborante, o valor médio da razão K_n / K_e foi 1,058, com coeficiente de variação 0,025;

- o modelo numérico proposto para as vigas mistas, seja sem laje colaborante, seja com laje colaborante, mostrou-se satisfatoriamente adequado e forneceu resultados bastante consistentes para o comportamento à flexão de vigas mistas.

Finalmente, o estudo paramétrico no qual foi empregado o modelo numérico devidamente aferido revelou que:

- o modelo numérico para vigas mistas sem laje colaborante estimou, com relativa precisão, o momento resistente determinado analiticamente, com exceção apenas para o modelo de viga mista com configuração de carregamento C3P. Especificamente, para o modelo MEF-C3P, a razão entre o momento resistente numérico e o momento resistente teórico foi 1,117. O valor médio da razão entre o momento resistente numérico e o teórico foi 1,007, com coeficiente de variação 0,034;
- o modelo numérico subestimou a rigidez à flexão em todos os casos investigados, com exceção apenas para o modelo de viga mista com altura de 550 mm. Especificamente, para o modelo MEF-H550, a razão entre a rigidez numérica e rigidez teórica foi 1,124. O valor médio da razão entre a rigidez numérica e a teórica foi 0,894, com coeficiente de variação 0,079;
- o modelo numérico para vigas mistas com laje colaborante subestimou o momento resistente determinado analiticamente, com exceção apenas para o modelo de viga mista com configuração de carregamento C3P. Especificamente, para o modelo MEF-C3P, a razão entre o momento resistente numérico e o momento resistente teórico foi 1,109. O valor médio da razão entre o momento resistente numérico e o teórico foi 0,937, com coeficiente de variação 0,073;
- o modelo numérico para vigas mistas com laje colaborante subestimou a rigidez à flexão em todos os casos investigados. O valor médio da razão entre a rigidez numérica e a teórica foi 0,859, com coeficiente de variação 0,031;
- o comportamento da viga mista sem laje colaborante e com laje colaborante foi significativamente influenciado pelo valor da altura H , da largura B ou da espessura t da parede do tubo. Os valores das dimensões geométricas da seção transversal afetaram tanto o momento resistente quanto a rigidez à flexão;

- o comportamento da viga mista sem laje colaborante foi pouco influenciado pela resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , para concretos de resistência normal de classes C30, C40 e C50;
- o comportamento da viga mista foi moderadamente influenciado pela resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , para concretos de resistência normal de classes C30, C40 e C50;
- a influência da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} no comportamento das vigas mistas com laje colaborante mostrou-se maior que sua influência no comportamento das vigas mistas sem laje colaborante. Esse fato corroborou com as expectativas teóricas uma vez que a contribuição do concreto da laje no comportamento da viga mista com laje colaborante é bem mais significativo que a contribuição do concreto do núcleo no comportamento da viga mista sem laje colaborante;
- o comportamento da viga mista sem laje colaborante e com laje colaborante foi bastante influenciado pela resistência ao escoamento do aço do perfil f_y . Quanto maior a resistência ao escoamento, maior o momento resistente;
- a resistência ao escoamento do aço do perfil não influenciou a rigidez à flexão da viga mista sem laje colaborante, uma vez que o módulo de elasticidade do aço foi invariável.
- aparentemente, a resistência ao escoamento do aço do perfil influenciou a rigidez à flexão da viga mista com laje colaborante. A razão entre a rigidez do modelo com resistência ao escoamento de 250 MPa e a rigidez à flexão do modelo com resistência ao escoamento de 350 MPa (viga padrão de referência) foi 1,050. Entretanto, é possível supor que a amostragem de pontos sobre a curva $M-\delta$ para a determinação indireta da rigidez numérica afetou esse resultado uma vez que a faixa de comportamento elástico da curva $M-\delta$ correspondente ao modelo MEF-FY250 é relativamente menor que a faixa do modelo MEF-REF, cuja resistência ao escoamento é 350 MPa;
- a inserção de armadura passiva mostrou-se razoavelmente benéfica para a capacidade resistente da viga mista sem laje colaborante. O aumento na rigidez à flexão foi menos significativo relativamente ao aumento no momento resistente;
- a inserção de barras de aço com taxas de armadura na ordem de grandeza de 1,3% a 2,6% mostrou-se bastante vantajosa, não somente pelo aumento da capacidade resistente e da rigidez à flexão em relação à da viga mista com núcleo de concreto simples mas, também, pelos efeitos benéficos para o comportamento da viga mista quando submetida a situações de incêndio;

- a influência do vão livre na capacidade resistente da viga mista sem laje colaborante foi desprezável, conforme previsto. Teoricamente, o aumento do vão livre em nada influencia no valor do momento resistente estimado pelo momento de plastificação, desde que seja garantida a ausência de FLT;
- a influência do vão livre na capacidade resistente da viga mista com laje colaborante foi moderada, conforme previsto. A largura efetiva da laje maciça foi definida em função do vão livre L_0 . Especificamente, a largura efetiva b_c da laje colaborante foi adotada igual a duas vezes o comprimento correspondente a 1/8 do vão livre. Portanto, a largura efetiva foi maior para vãos livres maiores e, para maior largura efetiva, maior momento resistente e maior rigidez à flexão. As expectativas teóricas foram confirmadas pelos resultados numéricos obtidos;
- a influência da configuração de carregamento no momento resistente foi numericamente considerável, contrariando as expectativas. Teoricamente, a configuração de carregamento em nada influencia no valor do momento resistente estimado pelo momento de plastificação.
- nos modelos de viga mista sem laje colaborante, para a configuração de carregamento CP3 (flexão de 3 pontos), o momento resistente foi 1,117 vezes o momento resistente da viga padrão de referência com configuração C4P (flexão de 4 pontos). Para a configuração de carregamento CUD (carregamento uniformemente distribuído), obteve-se uma boa concordância; o momento resistente para a configuração de carregamento CDU foi apenas 1,020 vezes o momento resistente da viga padrão de referência;
- nos modelos de viga mista com laje colaborante, para a configuração de carregamento CP3 (flexão de 3 pontos), o momento resistente foi 1,191 vezes o momento resistente da viga padrão de referência com configuração C4P (flexão de 4 pontos). Para a configuração de carregamento CUD (carregamento uniformemente distribuído), o momento resistente foi 0,916 vezes o momento resistente da viga padrão de referência;
- a influência da configuração de carregamento na rigidez à flexão foi numericamente desprezável, confirmando as expectativas;
- nos modelos de viga mista sem laje colaborante, a razão entre a rigidez à flexão das vigas com configuração de carregamento C3P e CUD e a rigidez à flexão da viga padrão com configuração de carregamento C4P foi 1,004 e 0,998; respectivamente;

- nos modelos de viga mista com laje colaborante, a razão entre a rigidez à flexão das vigas com configuração de carregamento C3P e CUD e a rigidez à flexão da viga padrão com configuração de carregamento C4P foi 1,000 e 1,000; respectivamente.

8.2.3 Resultados teóricos

De uma forma geral, os procedimentos teóricos adotados para a análise elástica e rígido-plástica mostraram-se bastante adequados se estimar o momento fletor resistente e a rigidez à flexão das vigas mistas tubulares preenchidas com concreto. Para as vigas mistas sem laje colaborante, a razão entre o momento resistente teórico e o momento resistente experimental foi, em média, 1,020 com coeficiente de variação 0,035. A razão entre a rigidez à flexão teórica e a rigidez à flexão experimental foi, em média, 1,072 com coeficiente de variação 0,054. Para as vigas mistas com laje colaborante, a razão entre o momento resistente teórico e o momento resistente experimental foi, em média, 0,940 com coeficiente de variação 0,014. A razão entre a rigidez à flexão teórica e a rigidez à flexão experimental foi, em média, 1,134 com coeficiente de variação 0,027.

8.3 Recomendações

Com base no levantamento bibliográfico das pesquisas desenvolvidas até o presente e nas observações extraídas da investigação experimental e numérica desenvolvida neste trabalho, considera-se que este estudo contribuiu para ampliar o conhecimento sobre o comportamento de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular preenchido com concreto autoadensável em escala real. A metodologia adotada mostrou-se adequada para se alcançar a meta estabelecida para a investigação. A coerência comportamental observada através dos resultados experimentais e a boa concordância entre os resultados experimentais, numéricos e teóricos são indicativos de uma abordagem metodológica correta. Contudo, diante da limitação do escopo desse estudo, são apresentadas algumas recomendações para futuras pesquisas, entre elas:

- investigação experimental e numérica do comportamento de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular retangular submetidas ao momento fletor negativo;
- investigação experimental e numérica do comportamento de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular retangular em situação de incêndio;
- investigação experimental e numérica do comportamento dinâmico de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular retangular preenchidas com concreto;
- investigação experimental e numérica do comportamento de vigas mistas constituídas de perfil de aço tubular retangular preenchidas com concreto e protendidas através de protensão externa passiva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, P.H.F. *Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. 2012. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS INTERNATIONAL – ASTM International. ASTM A370-17. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. West Conshohocken, PA, 2017.

ARAÚJO, A.H.M., SARMANHO, A.M., BATISTA, E.M.; REQUENA, J.A.V., FAKURY, R.H. e PIMENTA, R.J. (2016). Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço. Editora do autor, Belo Horizonte, MG, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 15823-1. *Concreto auto-adensável – Parte 1: Classificação, controle e aceitação*. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 15823-2. *Concreto auto-adensável – Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento pelo cone de Abrams*. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 15823-3. *Concreto auto-adensável – Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J*. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 16239. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5628. *Componentes construtivos estruturais – Determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5738. *Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7222. *Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7480:2007. *Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação*. Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8800. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8953. *Concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. Rio de Janeiro, 2009. (versão corrigida: 2011)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 9778. *Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica*. Rio de Janeiro, 2005. (versão corrigida: 2009)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR ISO 6892-1:2013. *Materiais metálicos - Ensaio de Tração – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente*. Rio de Janeiro, 2013. (versão corrigida: 2015)

BAMBACH, M.R.; JAMA, H.; ZHAO, X.L.; GRZEBIETA, R.H. Hollow and concrete filled steel hollow sections under transverse impact loads. *Engineering Structures*, v. 30, n. 10, pp. 2859-2870, 2008.

BECK, A.T; OLIVEIRA, W.L.A; NARDIN, S.D.; ELDEBS, A.L.H.C. Reliability-based evaluation of design code provisions for circular concrete-filled steel columns, *Engineering Structures*, v.31, p.2299-2308, 2009.

CARDOSO, H.S. *Estudo teórico-experimental de parafusos utilizados como dispositivos de transferência de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. 2014. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CHEN, D.H., MASUDA, K. Rectangular hollow section in bending: Part I – Cross-sectional flattening deformation. *Thin-Walled Structures*, v. 106, pp. 495-507, 2016

CHIN, W.J.; KANG, J.Y.; CHOI, E.S; LEE, J.W. Study on structural behavior characteristics of concrete filled steel tube girder bridges, *In: TAILOR MADE CONCRETE STRUCTURES. Proceedings of the international FIB symposium*. Amsterdam, Netherlands. Taylor & Francis Group, 2008, p.821-826.

ELCHALAKANI, M.; ZHAO, X.L.; GRZEBIETA, R.H. Concrete-filled circular steel tubes subjected to pure bending, *Journal of Constructional Steel Research*, v.57, p.1141-1168, 2001.

ELCHALAKANI, M.; ZHAO, X.L.; GRZEBIETA, R.H. Plastic mechanism analysis of circular tubes under pure bending. *International Journal of Mechanical Sciences*, v. 44, n. 6, pp. 1117-1143, 2002.

ELCHALAKANI, M.; ZHAO, X.L.; GRZEBIETA, R.H. Plastic slenderness limits for cold-formed circular hollow sections, *Australian Journal of Structural Engineering*, v.3, p.127-141, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 10219-2:2006. *Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Part2: Tolerances, dimensions and sectional properties*. Brussels, 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1992-1-1:2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2004.

GHO, W.-M.; LIU, D. Flexural behaviour of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow sections. *Journal of Constructional Steel Research*, v.60, p.1681-1696, 2004.

HAN, L.-H. Flexural behaviour of concrete-filled steel tubes. *Journal of Constructional Steel Research*, v.60, p.313-337, 2004.

HAN, L.-H.; LU, H.; YAO, G.-H.; LIAO, F.-Y. Further study on the flexural behaviour of concrete-filled steel tubes, *Journal of Constructional Steel Research*, v.62, p.554-565, 2006.

HAN, L.-H.; YAO, G.-H.; TAO, Z. Performance of concrete-filled thin walled steel tubes under pure torsion, *Thin walled Structures*, v.45, p.24-36, 2007.

HAN, L.-H.; LI, L.; BJORHOVDE, R. Developments and advanced applications of concrete-filled tubular (CFST) structures: members, *Journal of Constructional Steel Research*, v.100, p.211-228, 2014.

HELENE, P. Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural, *Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción - Alconpat*, v.1, n. 1, pp.67-92, 2011.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M; PETERSON, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, v.6, pp.773-782, 1976.

JIANG, A.; CHEN, J.; JIN, W. Experimental investigation and design of thin-walled concrete-filled steel tubes subject to bending, *Thin-walled Structures*, v.63, p.44-50, 2013.

JOHNSON, R.P. E ANDERSON, D. *Designer's guide to EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. London: Thomas Telford Publishing, 2004, 235p.

KECMAN, D. Bending collapse of rectangular and square section tubes. *International Journal of Mechanical Sciences*, v. 25, n. 9-10, pp. 623-636, 1983.

KIM, S.E. E NGUYEN, H.T. Finite element modeling and analysis of a hybrid steel-PSC beam connection. *Engineering Structures*, v.32, p.2557-2569, 2010.

KIM, T.H.; REID, S.R. Bending collapse of thin-walled rectangular section columns. *Computers and Structures*, v.79, n. 20, pp. 1987-1911, 2001.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of engineering mechanics*, v.124, p.892-900, 1998.

LIAO, F.-Y.; HAN, L.-H.; HE, S.-H. Behaviour of CFST short column and beam with initial concrete imperfection: experiments, *Journal of Constructional Steel Research*, v.67, p.1922-1935, 2011.

LOTURCO, B. Concreto auto-adensável: mistura plástica, *Technè*, Ed. 125, p.46-51, 2007.

LU, H.; HAN, L.-H.; ZHAO, X.-L. Analytical behavior of circular concrete-filled thin-walled steel tubes subjected to bending, *Thin-walled Structures*, v.47, p.346-358, 2009.

LU, Y.Q.; KENNEDY, D. J. L. The flexural behaviour of concrete-filled hollow structural sections, *Canadian Journal of Civil Engineering*, v.21 (1), p.111-130, 1994.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, v.25 (3), p.299-326, 1989.

MOON, J., LEHMAN, M., ROEDER, C.W., LEE, H.-E. Strength of circular concrete-filled tubes with and without internal reinforcement under combined loading. *Journal of Structural Engineering*, v.139, 12p., 2013.

MOON, J.; ROEDER, C.W.; LEHMAN, D.E.; LEE, H.-E. Analytical modeling of bending of circular concrete-filled steel tubes, *Engineering Structures*, v.42, p.349-361, 2012.

OLIVEIRA, W.L.A.; NARDIN, S.D.; ELDEBS, A.L.H.C.; ELDEBS, M.K. Evaluation of passive confinement in CFT columns, *Journal of Constructional Steel Research*, v.66, p.487-495, 2010.

OLIVEIRA, W.L.A.; NARDIN, S.D.; ELDEBS, A.L.H.C.; ELDEBS, M.K. Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns, *J Journal of Constructional Steel Research*, v.65, p.2103-2110, 2009.

PAPANIKOLAOU, V.K. E KAPPOS, A.J. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression. *International Journal of Solids Structures*, v.44 (21), p.7021-7048, 2007.

SHAKIR-KHALIL, H. Pushout strength of concrete-filled steel hollow sections, *The Structural Engineer*, v.71, n.13, p.230-233, 1993.

SIMULIA CORP. Software ABAQUS 6.11, Dassault Systèmes, 2011.

SIMULIA, Dassault Systèmes Corp. (2011). Abaqus Documentation, v. 6.11, Providence, RI, USA.

SOUNDARARAJAN, A.; SHANMUGASUNDARAM, K. Flexural behaviour of concrete-filled steel hollow sections beams, *Journal of Civil Engineering and Management*, v.14, n.2, p.107-114, 2008.

STAROSSEK, U. E FALAH, N. The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns, In: TUBULAR STRUCTURES XII. *Proceedings of the 12th International Symposium on Tubular Structures*. Shanghai, China. Taylor & Francis Group, 2009. p.75-84.

TAO, Z.; WANG, Z.-B.; YU, Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression, *Journal of Constructional Steel Research*, v.89, p.121-131, 2013.

THOMAS, S.G.; REID, S.R.; JOHNSON, W. Large deformations of thin-walled circular tubes under transverse loading – I: An experimental survey of the bending of simply supported

tubes under a central load. *International Journal of Mechanical Sciences*, v. 18, n. 6, pp. 325-333, 1976.

VALLOUREC. Tubos estruturais, seção circular, quadrada e retangular. Belo Horizonte: Vallourec Tubos do Brasil S.A., 2014, 56p.

VERÍSSIMO, G.S. *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*. 2007. Tese de doutorado – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

WANG, R.; HAN, L.-H.; NIE, J.-G.; ZHAO, X.-L. Flexural performance of rectangular CFST members, *Thin-walled Structures*, v.79, p.154-165, 2014.

WATSON, A.R.; REID, S.R.; JOHNSON, W. Large deformations of thin-walled circular tubes under transverse loading – III: Further experiments on the bending of simply supported tubes. *International Journal of Mechanical Sciences*, v. 18, n. 9-10, pp. 501-509, 1976.

WATSON, A.R.; REID, S.R.; JOHNSON, W.; THOMAS, S.G. Large deformations of thin-walled circular tubes under transverse loading – II: Experimental study of the crushing of circular tubes by centrally applied opposed wedge-shaped indenters. *International Journal of Mechanical Sciences*, v. 18, n. 7-8, pp. 387-397, 1976.

XU, W. HAN, L.-H., LI, W.. Performance of hexagonal CFST members under axial compression and bending. *Journal of Constructional Steel Research*, v.123, p.162-175, 2016.

YU T, TENG JG, WONG YL, DONG SL. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker–Prager type plasticity model. *Engineering Structures*, v.32 (3), p.665–679, 2010.

YU T, TENG JG, WONG YL, DONG SL. Finite element modeling of confined concrete-II: plastic-damage model. *Engineering Structures*, v.32 (3), p.680–691, 2010.

APÊNDICE A: CONECTORES DE CISALHAMENTO

(a) Força resistente de cálculo:

$$Q_R = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{cm}E_c}}{1,0}$$

onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil U laminado;

f_{cm} é resistência média à compressão do concreto;

E_c é o módulo de elasticidade secante do concreto.

$$Q_R = \frac{0,3 \times (0,693 + 0,5 \times 0,432) \times 15 \times \sqrt{3,8 \times 3090}}{1,0} = 443 \text{ kN}$$

(b) Resistência nominal à tração do perfil de aço e da armadura passiva

$$R_t = A_a f_y + (A_{s1} + A_{s2}) f_{ys}$$

onde:

A_a é a área do perfil de aço;

f_y é resistência ao escoamento do aço do perfil;

A_{s1} é a área de aço da armadura localizada na 1ª camada;

A_{s2} é a área de aço da armadura localizada na 2ª camada;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço das armaduras.

$$R_t = 48,16 \times 30,0 + (4,02 + 4,02) \times 50,0 = 1445 + 402 = 1847 \text{ kN}$$

(c) Resistência nominal à compressão da laje de concreto

$$R_c = 1,0 f_{cm} b_c t_c$$

onde:

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto;
 b_c é a largura efetiva da laje de concreto;
 t_c é a altura da laje de concreto.

$$R_c = 1,0 \times 3,8 \times 80 \times 10 = 3040 \text{ kN}$$

(d) Força de cisalhamento nominal

$$F_h = \text{menor entre } (R_t; R_c) = \text{menor entre } (1847; 3040) = 1847 \text{ kN}$$

(e) Número de conectores necessários para interação completa

$$n \geq \frac{F_h}{Q_R} = \frac{1847}{443} = 4,2$$

Adotar-se-á $n = 6$ conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, uniformemente espaçados entre essa seção e as seções adjacentes de momento nulo.

(f) Número de conectores necessários entre a seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo (ambas situadas do mesmo lado, relativamente à seção de momento máximo)

Esta verificação faz-se necessária pois a viga mista preenchida com concreto com laje colaborante deverá ser dimensionada para o ensaio de flexão em quatro pontos.

$$n_p = n \left(\frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right)$$

onde:

- n é o número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;
 $M_{P,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na seção da carga concentrada;
 $M_{a,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada para o estado-limite FLA;
 M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo máximo.

Como $M_{P,Sd} \cong M_{Sd}$, então $n_p = n$. Portanto, a totalidade dos $n = 6$ conectores deverá ser distribuída entre a seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo. Na região situada entre as duas cargas concentradas, deve-se colocar um número suficiente de conectores para atender ao espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores.

(g) Grau de interação

$$\eta_i \equiv \text{maior entre} \begin{cases} \sum Q_R / F_h \\ 1 - \frac{E_a}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) \text{ para } L_e \leq 25 \text{ m} \\ 0,40 \end{cases}$$

onde L_e é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo), em metros.

$$\eta_i = \text{maior entre} \begin{cases} \frac{6 \times 443}{1847} = 1,44 \\ 1 - \frac{200000}{578 \times 300} \times (0,75 - 0,03 \times 5,70) = 0,33 \\ 0,40 \end{cases}$$

$$\eta_i = 1,44$$

(i) Disposições construtivas

- Altura do conector

$$h_{cs} = 76,2 \text{ mm} > 75 \text{ mm}$$

- Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores

$$s_{m\acute{a}x} = 8 t_c = 8 \times 100 = 800 \text{ mm}$$

- Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores

$$s_{m\acute{i}n} \geq \begin{cases} h_{cs} = 76,2 \text{ mm} \\ L_{cs} = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{i}n} = 150 \text{ mm}$$

- Cobrimento lateral do concreto

$$c_{m\acute{i}n} = 25 \text{ mm}$$

- Cobrimento superior do concreto

$$c_{m\acute{i}n} = t_c - h_{cs} = 100 - 76,2 = 23,8 \text{ mm} > 10 \text{ mm}$$

(j) Distribuição

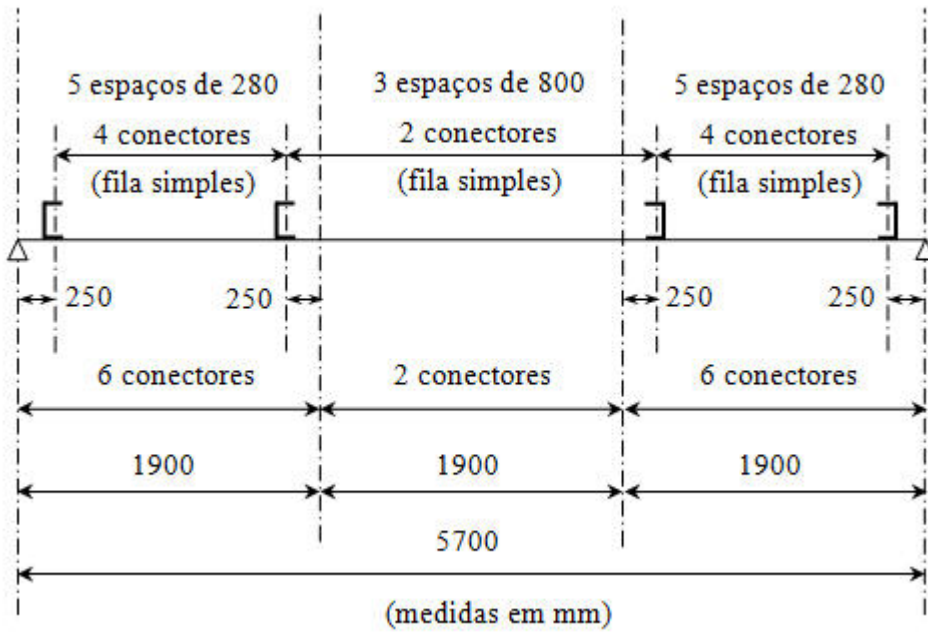


Figura A.1 – Croquis da distribuição dos conectores de cisalhamento

APÊNDICE B: LAJE COLABORANTE

(a) Espessura da laje

Adotar-se-á $t_c = 100 \text{ mm}$

(b) Largura efetiva da laje

(b.1) Largura efetiva da laje, de cada lado da linha de centro da viga biapoiada

$b_{ef} \leq \begin{cases} \text{um oitavo do vão da viga, considerado entre linhas de centro dos apoios;} \\ \text{metade da distância entre a linha de centro da viga e a linha de centro da viga adjacente;} \\ \text{distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.} \end{cases}$

$$b_{ef} = \frac{1}{8} \times (6000 - 2 \times 150) = \frac{1}{8} \times 5700 = 712,5 \text{ mm}$$

(b.2) Largura efetiva da laje

$$b_c = 2 \times b_{ef}$$

$$b_c = 2 \times 712,5 = 1425 \text{ mm}$$

Adotar-se-á $b_c = 800 \text{ mm}$

(c) Armadura de costura

As forças de cisalhamento longitudinal, transferidas pelos conectores na interface aço-concreto, provocam tensões de tração no concreto da laje que devem ser resistidas por armaduras colocadas transversalmente à viga. A ABNT NBR 8800:2008 prevê uma armadura adicional, transversal ao perfil de aço, denominada armadura de costura, visando controlar a fissuração da laje causada por cisalhamento, na região adjacente ao perfil de aço, paralelamente a este. A armadura de costura deve ser espaçada uniformemente ao longo do comprimento L_m , definido como a distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo

negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo. A área mínima dessa armadura de costura é:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,2\% A_{cv} \text{ (no caso de lajes maciças)} \\ 150 \text{ mm}^2 / m \end{cases}$$

onde:

A_{cv} é a área da seção de cisalhamento do concreto no plano de cisalhamento longitudinal,

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} \frac{0,2}{100} \times (100 \times 1000) = 200 \text{ mm}^2 / m = 2,0 \text{ cm}^2 / m \\ 150 \text{ mm}^2 / m = 1,50 \text{ cm}^2 / m \end{cases}$$

$$A_{s,min} = 2,0 \text{ cm}^2 / m$$

Adotar-se-á, como armadura mínima de costura, $\varnothing 10 \text{ mm}$, a cada 35 cm .

(d) Verificação da condição $V_S \leq V_R$

(d.1) Força de cisalhamento solicitante, por plano de cisalhamento

$$V_S = \frac{\left(\sum Q_{m,R} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 1,0 f_{cm} A_{blc} - A_{long} f_{ys} \right)}{L_m} \geq 0$$

onde:

$\sum Q_{m,R}$ é o somatório das forças resistentes nominais individuais dos conectores de cisalhamento situados nos trechos de comprimento L_m (se $\sum Q_{m,R}$ for maior do que a força resistente nominal necessária para a interação total, usar esta última no lugar de $\sum Q_{m,R}$);

b_1 é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado onde se analisa a resistência à fissuração;

b_2 é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a b_1 ;

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto;

A_{blc} é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;
 A_{long} é a área da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;
 f_{ys} é a resistência ao escoamento nominal do aço da armadura.

$$\sum Q_{m,R} = \text{menor entre} \begin{cases} 6 \times 443 = 2659 \text{ kN} \\ 1847 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum Q_{m,R} = 1847 \text{ kN}$$

$$b_1 = b_2 = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$A_{blc} = \frac{15}{2} \times 10 = 75 \text{ cm}^2$$

$$L_m = \frac{1}{3} \times (6000 - 2 \times 150) = \frac{1}{3} \times 5700 = 1900 \text{ mm} = 1,90 \text{ m}$$

$$V_S = \frac{1847 \times \frac{40}{40 + 40} - 1,0 \times 3,8 \times 75 - 0}{1,90} = 336 \text{ kN/m}$$

(d.2) Força de cisalhamento resistente, por plano de cisalhamento

$$V_R = \text{menor entre} \begin{cases} 0,6\eta A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{1,0} + A_S f_{ys} + A_F f_{yF} \\ 0,2\eta A_{cv} f_{cm} + 0,6 A_F f_{yF} \end{cases}$$

onde:

η é igual a $0,3 + 0,7(\rho_c/2400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a 2400 kg/m^3 ;

$f_{ctk,inf}$ é igual a $0,21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em megapascal;

A_S é a área da armadura transversal disponível na seção da laje considerada, por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para flexão da laje e armaduras transversais adicionais, A_{sa} , desde que devidamente ancoradas além da seção considerada;

f_{ys} é a resistência ao escoamento nominal do aço da armadura;

A_F é a área da fôrma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações, $A_F = 0$);
 f_{yF} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço da fôrma incorporada.

$$\eta = 0,3 + 0,7 \times \frac{2400}{2400} = 1$$

$$A_{cv} = \frac{10 \times 100}{1} = 1000 \text{ cm}^2 / m$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \times 38^{2/3} = 2,37 \text{ MPa} = 0,237 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$V_R = \text{menor entre} \begin{cases} 0,6 \times 1,0 \times 1000 \times \frac{0,237}{1,0} + 0 + 0 = 142 \text{ kN} / m \\ 0,2 \times 1,0 \times 1000 \times 3,8 + 0 = 760 \text{ kN} / m \end{cases}$$

$$V_R = 142 \text{ kN} / m$$

(d.3) Verificação

$$V_S = 336 \text{ kN} / m > V_R = 142 \text{ kN} / m$$

(d.4) Armadura de costura necessária

A área necessária para a armadura de costura é determinada igualando-se V_R a V_S , ou seja,

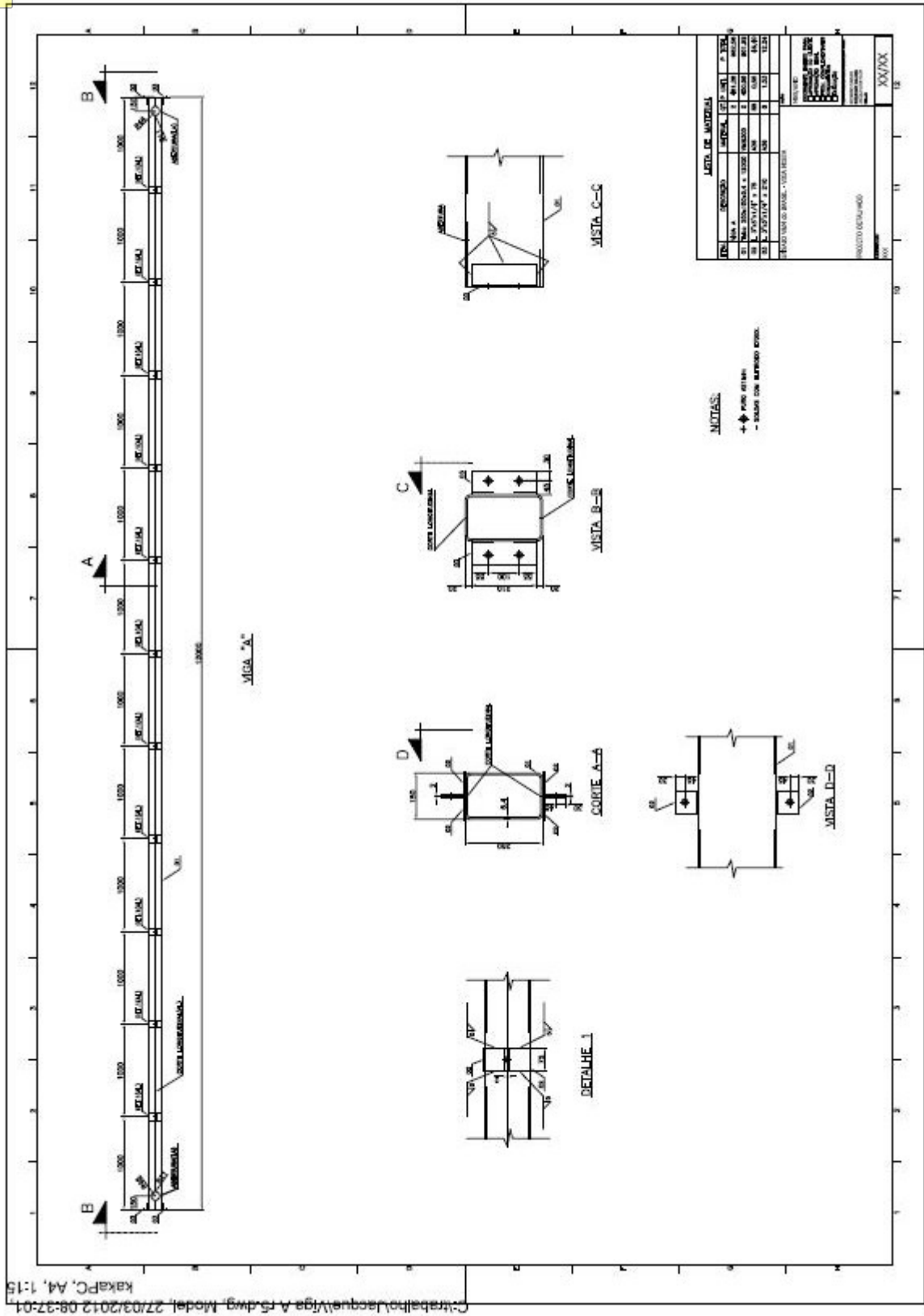
$$V_R = 0,6\eta A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{1,0} + A_s f_{ys} = V_S$$

$$A_s = \frac{1}{f_{ys}} \left(V_S - 0,6\eta A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{1,0} \right)$$

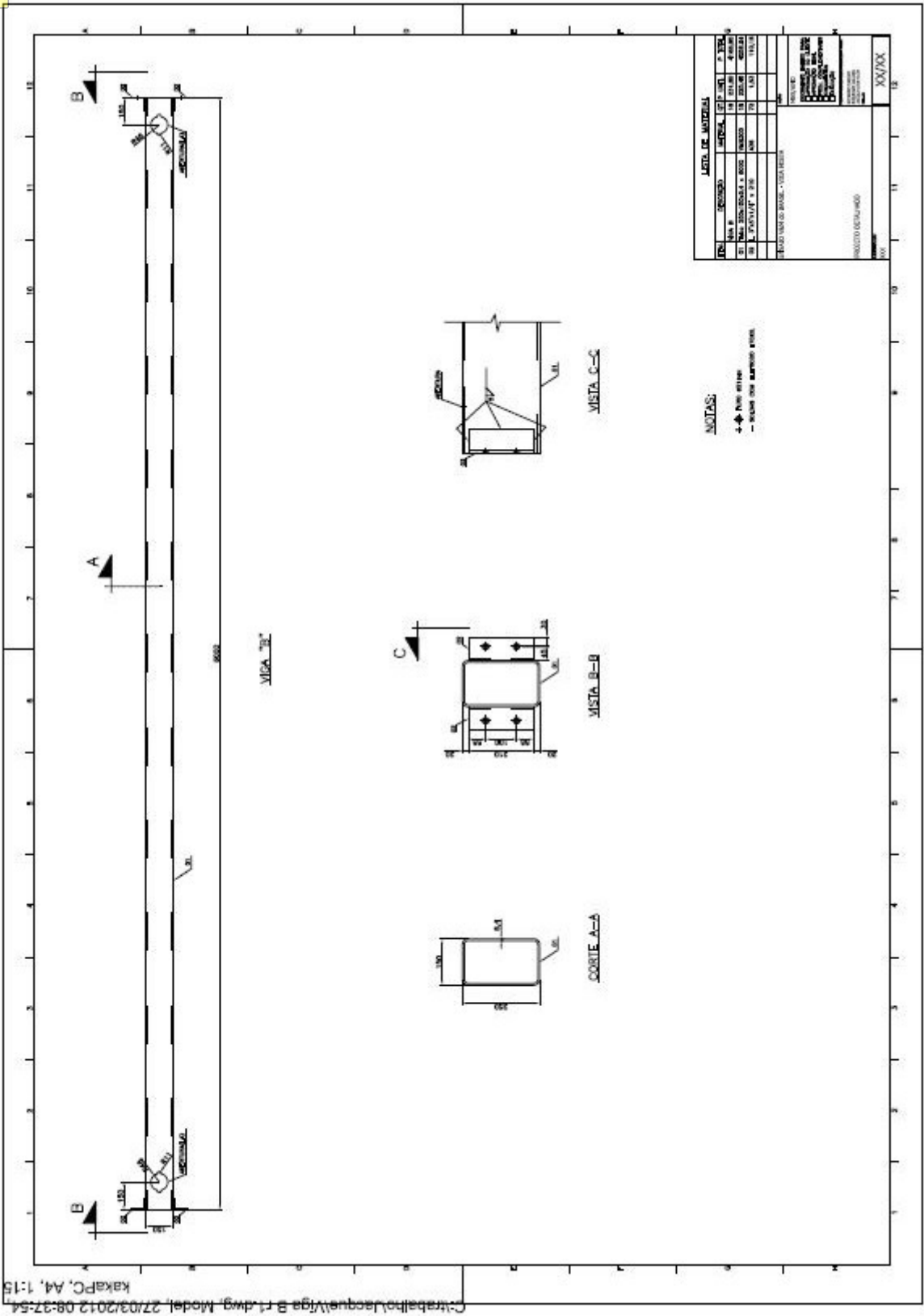
$$A_s = \frac{1}{50,0} \times \left(336 - 0,6 \times 1,0 \times \frac{10 \times 100}{1} \times \frac{0,237}{1,0} \right) = 3,87 \text{ cm}^2 / m$$

Adotar-se-á, como armadura necessária de costura para ambas as vigas mistas, $\varnothing 10\text{ mm}$, a cada 10 cm , espaçada uniformemente ao longo do comprimento L_m , isto é, entre as seções de momento máximo positivo (seções das cargas concentradas) e momento nulo (seções dos apoios). Ao longo do comprimento entre as seções de momento máximo, adotar-se-á a armadura de costura mínima, ou seja, $\varnothing 10\text{ mm}$, a cada 35 cm .

APÊNDICE C: DESENHOS DE FABRICAÇÃO DOS PROTÓTIPOS



C:\trabalho\Jacque\Viga A.r5.dwg, Model, 27/03/2012 08:32:01
 kakapc, A4, 1:15

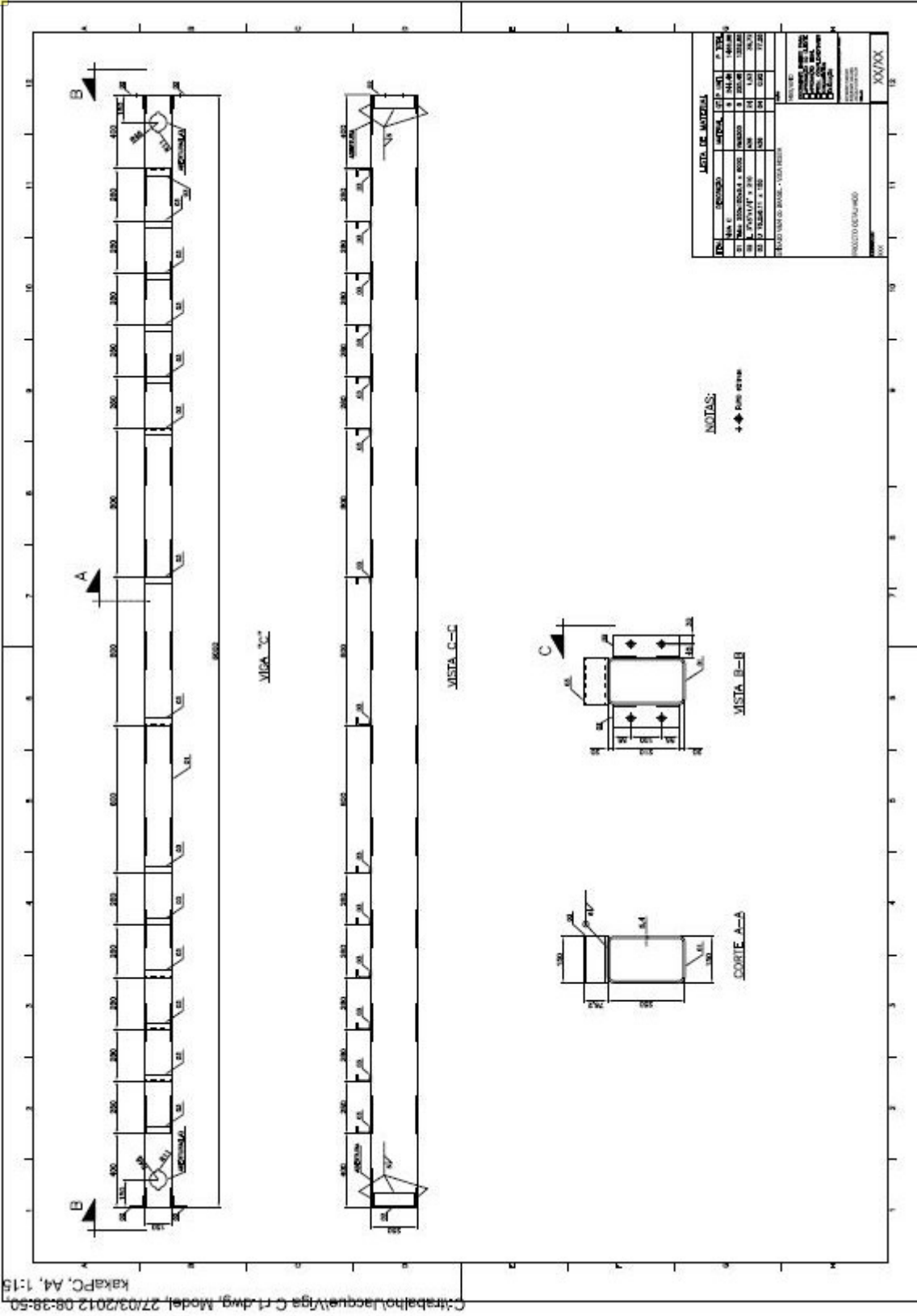


C:\trabalho\Jaques\Wiga 8.r1.dwg Model, 27/03/2012 08:37:54
 kakapc, A4, 1:15

LISTA DE MATERIAIS			
QTDE	DESCRICO	MATERIA	QTDE UNID
1	4Φ 100	ARMAO	4,0000
2	1Φ 100	ARMAO	1,0000
3	1Φ 100	ARMAO	1,0000
4	1Φ 100	ARMAO	1,0000
5	1Φ 100	ARMAO	1,0000
6	1Φ 100	ARMAO	1,0000
7	1Φ 100	ARMAO	1,0000
8	1Φ 100	ARMAO	1,0000
9	1Φ 100	ARMAO	1,0000
10	1Φ 100	ARMAO	1,0000
11	1Φ 100	ARMAO	1,0000
12	1Φ 100	ARMAO	1,0000
13	1Φ 100	ARMAO	1,0000
14	1Φ 100	ARMAO	1,0000
15	1Φ 100	ARMAO	1,0000
16	1Φ 100	ARMAO	1,0000
17	1Φ 100	ARMAO	1,0000
18	1Φ 100	ARMAO	1,0000
19	1Φ 100	ARMAO	1,0000
20	1Φ 100	ARMAO	1,0000
21	1Φ 100	ARMAO	1,0000
22	1Φ 100	ARMAO	1,0000
23	1Φ 100	ARMAO	1,0000
24	1Φ 100	ARMAO	1,0000
25	1Φ 100	ARMAO	1,0000
26	1Φ 100	ARMAO	1,0000
27	1Φ 100	ARMAO	1,0000
28	1Φ 100	ARMAO	1,0000
29	1Φ 100	ARMAO	1,0000
30	1Φ 100	ARMAO	1,0000
31	1Φ 100	ARMAO	1,0000
32	1Φ 100	ARMAO	1,0000
33	1Φ 100	ARMAO	1,0000
34	1Φ 100	ARMAO	1,0000
35	1Φ 100	ARMAO	1,0000
36	1Φ 100	ARMAO	1,0000
37	1Φ 100	ARMAO	1,0000
38	1Φ 100	ARMAO	1,0000
39	1Φ 100	ARMAO	1,0000
40	1Φ 100	ARMAO	1,0000
41	1Φ 100	ARMAO	1,0000
42	1Φ 100	ARMAO	1,0000
43	1Φ 100	ARMAO	1,0000
44	1Φ 100	ARMAO	1,0000
45	1Φ 100	ARMAO	1,0000
46	1Φ 100	ARMAO	1,0000
47	1Φ 100	ARMAO	1,0000
48	1Φ 100	ARMAO	1,0000
49	1Φ 100	ARMAO	1,0000
50	1Φ 100	ARMAO	1,0000
51	1Φ 100	ARMAO	1,0000
52	1Φ 100	ARMAO	1,0000
53	1Φ 100	ARMAO	1,0000
54	1Φ 100	ARMAO	1,0000
55	1Φ 100	ARMAO	1,0000
56	1Φ 100	ARMAO	1,0000
57	1Φ 100	ARMAO	1,0000
58	1Φ 100	ARMAO	1,0000
59	1Φ 100	ARMAO	1,0000
60	1Φ 100	ARMAO	1,0000
61	1Φ 100	ARMAO	1,0000
62	1Φ 100	ARMAO	1,0000
63	1Φ 100	ARMAO	1,0000
64	1Φ 100	ARMAO	1,0000
65	1Φ 100	ARMAO	1,0000
66	1Φ 100	ARMAO	1,0000
67	1Φ 100	ARMAO	1,0000
68	1Φ 100	ARMAO	1,0000
69	1Φ 100	ARMAO	1,0000
70	1Φ 100	ARMAO	1,0000
71	1Φ 100	ARMAO	1,0000
72	1Φ 100	ARMAO	1,0000
73	1Φ 100	ARMAO	1,0000
74	1Φ 100	ARMAO	1,0000
75	1Φ 100	ARMAO	1,0000
76	1Φ 100	ARMAO	1,0000
77	1Φ 100	ARMAO	1,0000
78	1Φ 100	ARMAO	1,0000
79	1Φ 100	ARMAO	1,0000
80	1Φ 100	ARMAO	1,0000
81	1Φ 100	ARMAO	1,0000
82	1Φ 100	ARMAO	1,0000
83	1Φ 100	ARMAO	1,0000
84	1Φ 100	ARMAO	1,0000
85	1Φ 100	ARMAO	1,0000
86	1Φ 100	ARMAO	1,0000
87	1Φ 100	ARMAO	1,0000
88	1Φ 100	ARMAO	1,0000
89	1Φ 100	ARMAO	1,0000
90	1Φ 100	ARMAO	1,0000
91	1Φ 100	ARMAO	1,0000
92	1Φ 100	ARMAO	1,0000
93	1Φ 100	ARMAO	1,0000
94	1Φ 100	ARMAO	1,0000
95	1Φ 100	ARMAO	1,0000
96	1Φ 100	ARMAO	1,0000
97	1Φ 100	ARMAO	1,0000
98	1Φ 100	ARMAO	1,0000
99	1Φ 100	ARMAO	1,0000
100	1Φ 100	ARMAO	1,0000

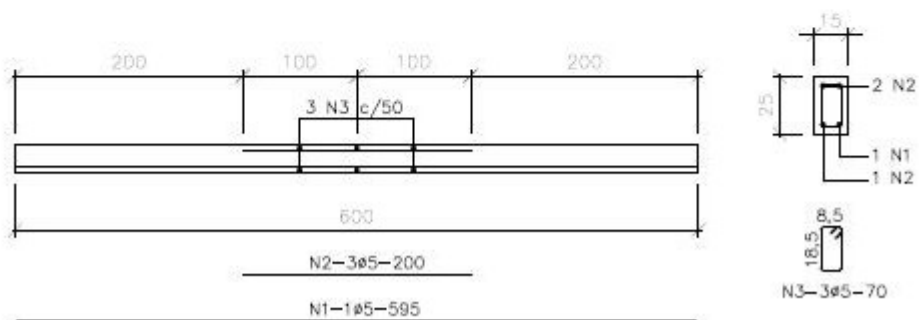
NOTAS:
 4Φ 100 4 barras
 - 1 barra para armadura giratoria

PROJETO DE ARQUITETURA
 NOME: _____
 Nº: _____
 DATA: _____
 ESCALA: _____
 XX/XXX



C:\trabalho\jacquet\Viga C.r1.dwg, Model, 27/03/2012 08:38:50
 kakapc, A4, 1:15

APÊNDICE D: DETALHAMENTO DA ARMADURA PASSIVA



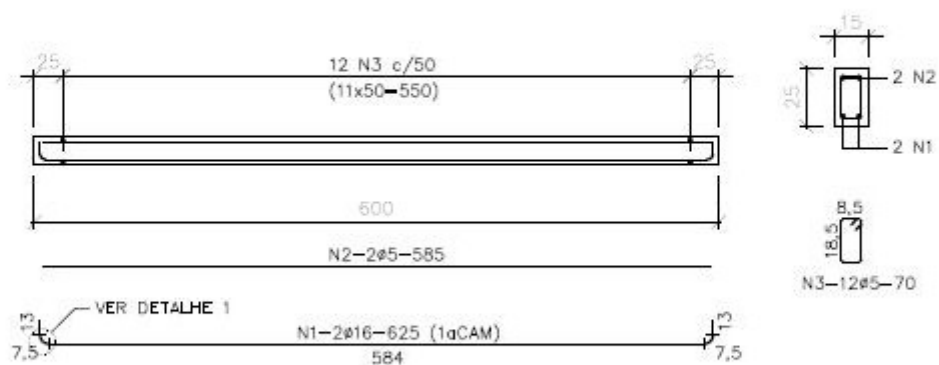
VIGA MISTA

FLX PF-250 S1 (3x)

FLX PF-250 S2 (3x)

NOTAS

- 1 - DESENHO SEM ESCALA.
- 2 - MEDIDAS EM CENTIMETROS.
- 3 - DIÂMETRO DAS BITOLAS EM MILÍMETROS.



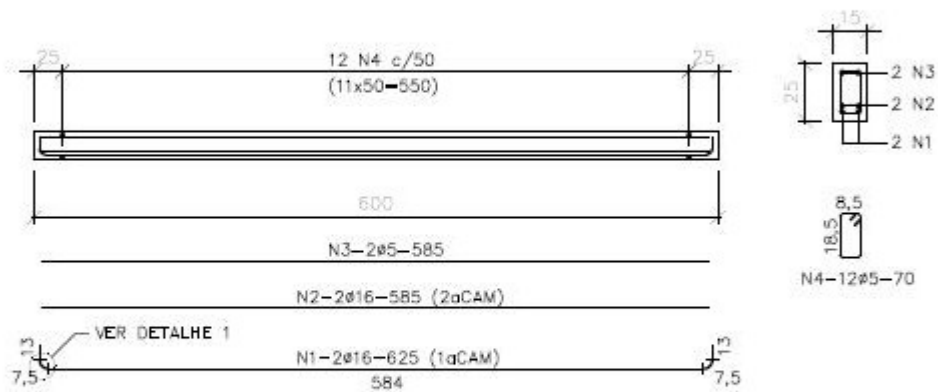
VIGA MISTA
FLX PF-250 S3 (3x)



DETALHE 1

NOTAS

- 1 - DESENHO SEM ESCALA.
- 2 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS.
- 3 - DIÂMETRO DAS BITOLAS EM MILÍMETROS.



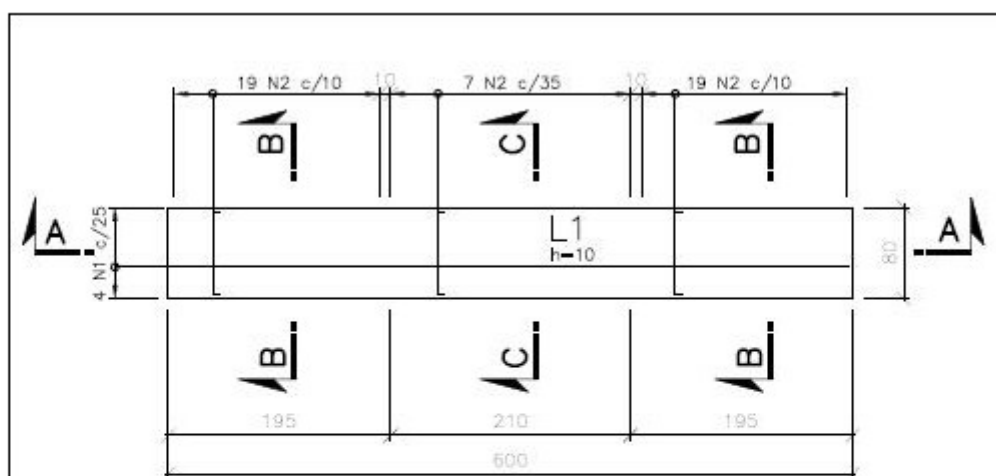
VIGA MISTA
FLX PF-250 S4 (3x)
FLX PF-250 S5 (3x)



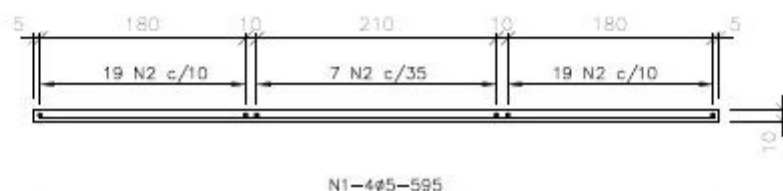
DETALHE 1

NOTAS

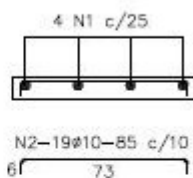
- 1 - DESENHO SEM ESCALA.
- 2 - MEDIDAS EM CENTIMETROS.
- 3 - DIÂMETRO DAS BITOLAS EM MILÍMETROS.
- 3 - ESPAÇAMENTO ENTRE BARRAS DA 1ª E 2ª CAMADAS IGUAL A 2cm.



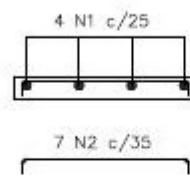
PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B (2x)



CORTE C-C

LAJE COLABORANTE
FLX PF-250 S5 (3x)

NOTAS

- 1 - DESENHO SEM ESCALA.
- 2 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS.
- 3 - DIÂMETRO DAS BITOLAS EM MILÍMETROS.

ANEXO A: CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DO PERFIL: PARTE I

Relatório de ensaio mecânico

Laboratório de Pesquisa e Desenvolvimento


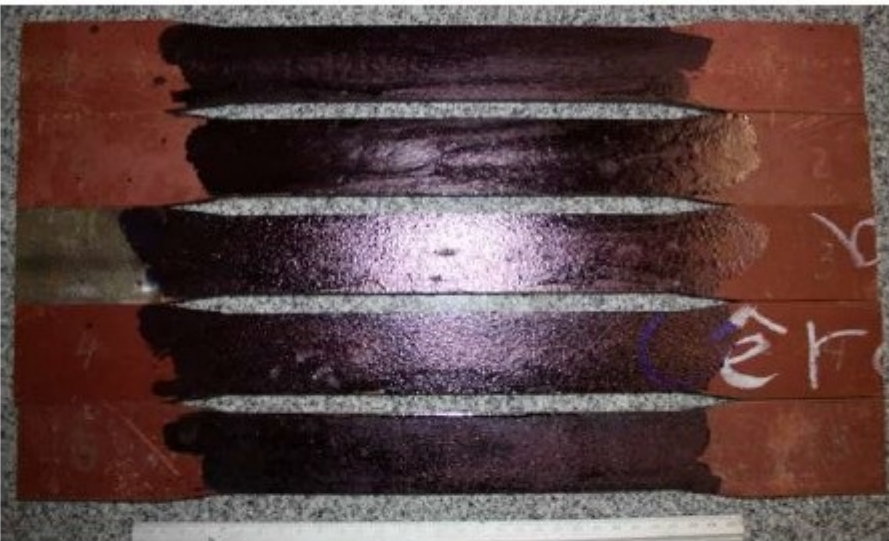
Vallourec Tubos do Brasil S.A.


ANEXO B: CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DO PERFIL: PARTE II

Relatório de ensaio mecânico

Laboratório de Ensaio Mecânicos e Metalográficos

Centro de Inovação e Tecnologia SENAI / FIEMG

		INSTITUTO SENAI DE TECNOLOGIA METALMECÂNICA		GAS
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS E METALOGRAFICOS CIT - CENTRO DE INOVAÇÃO E TECNOLOGIA SENAI FIEMG – CAMPUS CETEC RELATÓRIO DE ENSAIO MECÂNICO				Nº 66417
				Página: 1/6
				Data: 12/12/2016
RELATÓRIO: 672/16				
CLIENTE:	Ricardo Hallal Fakury	REFERÊNCIA:		
ENDEREÇO:	Av. Antônio Carlos, nº 6627 – Pampulha – Belo Horizonte/MG	N/A		
CONTATO:	Ricardo Hallal Fakury	DATA DO ENSAIO: 06/12/2016		
DESCRIÇÃO DO MATERIAL:	Corpo de Prova para ensaio de Tração			
QUANTIDADE DE MATERIAL:	04 UNDS.			
TEMPERATURA DO ENSAIO: AMBIENTE (23,0 °C)	NORMA E ESPECIFICAÇÃO DE FABRICAÇÃO: ABNT NBR ISO 6892 - 2013			
EQUIPAMENTO DE TESTE: SHIMADZU UH – F 1000kN CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO: CETEC Nº 148350				
<ul style="list-style-type: none"> Amostras <p>Preparação das amostras para execução dos ensaios conforme norma: ABNT NBR ISO 6892 - 2013</p>				
				
Figura 1 - Preparação para ensaio.				

 INSTITUTO SENAI DE TECNOLOGIA METALMECÂNICA		GAS
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS E METALGRÁFICOS CIT - CENTRO DE INOVAÇÃO E TECNOLOGIA SENAI FIEMG – CAMPUS CETEC RELATÓRIO DE ENSAIO MECÂNICO		Nº 66417
		Página: 2/6
		Data: 12/12/2016

RELATÓRIO: 672/16


CLIENTE:	Ricardo Hallal Fakury	REFERÊNCIA:	
ENDEREÇO:	Av. Antônio Carlos, nº 6627 – Pampulha – Belo Horizonte/MG		N/A
CONTATO:	Ricardo Hallal Fakury	DATA DO ENSAIO:	06/12/2016

MEDIÇÕES / Measurements	Unidade / Unit	CP- 01	
Largura / Width	mm	40,21	
Espessura / Length	mm	6,97	
Força de escoamento / Yield point elongation	kgf	11361 kgf	111,42 kN
Força máxima / Maximum force	kgf	14014 kgf	137,43 kN
Comprimento inicial / Gage length	mm	200,26	
Comprimento final / Final length	mm	240,82	

RESULTADOS DO ENSAIO			
Test Results			
ÁREA / Area	mm ²	280,42	
LIMITE DE ESCOAMENTO / Yield point	MPa	397,32	+/- U _{95,45} 0,41 k= 2,00
LIMITE DE RESISTÊNCIA / Tensile strength	MPa	490,09	+/- U _{95,45} 0,44 k= 2,00
ALONGAMENTO / Elongation	%	20,26	+/- U _{95,45} 0,04 k= 2,52
ESTRICCÃO / Reduction of area	%	47,19	+/- U _{95,45} 1,50 k= 2,65

Figura 2 – Gráfico (Força x Deslocamento) amostra 01

Figura 3 – Amostra após ensaio.

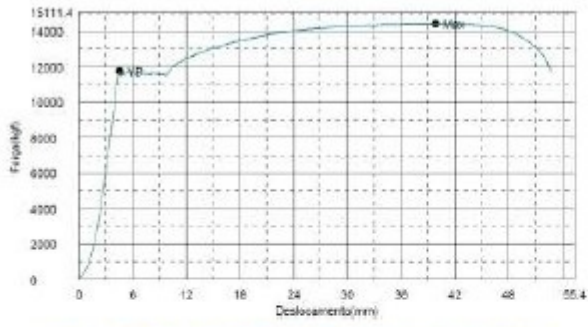
 INSTITUTO SENAI DE TECNOLOGIA METALMECÂNICA		GAS
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS E METALOGRAFICOS CIT - CENTRO DE INOVAÇÃO E TECNOLOGIA SENAI FIEMG – CAMPUS CETEC RELATÓRIO DE ENSAIO MECÂNICO		Nº 66417
		Página: 3/6
		Data: 12/12/2016

RELATÓRIO: 672/16

CLIENTE:	Ricardo Hallal Fakury	REFERÊNCIA:	
ENDEREÇO:	Av. Antônio Carlos, nº 6627 – Pampulha – Belo Horizonte/MG	DATA DO ENSAIO:	N/A
CONTATO:	Ricardo Hallal Fakury		06/12/2016

MEDIÇÕES / Measurements	Unidade / Unit	CP- 02	
Largura / Width	mm	40,03	
Espessura / Length	mm	6,99	
Força de Escoamento / Yield point elongation	kgf	11769 kgf	115,42 kN
Força máxima / Maximum force	kgf	14431 kgf	141,52 kN
Comprimento inicial / Gage length	mm	200,07	
Comprimento final / Final length	mm	242,13	

RESULTADOS DO ENSAIO			
Test Results			
ÁREA / Area	mm ²	279,81	
LIMITE DE ESCOAMENTO / Yield point	MPa	412,48	+/- U _{95,45} 0,79 k= 2,00
LIMITE DE RESISTÊNCIA / Tensile strength	MPa	505,78	+/- U _{95,45} 0,93 k= 2,00
ALONGAMENTO / Elongation	%	21,03	+/- U _{95,45} 0,03 k= 2,37
ESTRIBIÇÃO / Reduction of area	%	43,47	+/- U _{95,45} 2,16 k= 2,87







Figura 4 – Gráfico (Força x Deslocamento) amostra 02

Figura 5 – Amostra após ensaio.

 INSTITUTO SENAI DE TECNOLOGIA METALMECÂNICA		GAS
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS E METALGRÁFICOS CIT - CENTRO DE INOVAÇÃO E TECNOLOGIA SENAI FIEMG - CAMPUS CETEC RELATÓRIO DE ENSAIO MECÂNICO		Nº 66417
		Página: 46
		Data: 12/12/2016

RELATÓRIO: 672/16


CLIENTE:	Ricardo Hallal Fakury	REFERÊNCIA:	
ENDEREÇO:	Av. Antônio Carlos, nº 6627 – Pampulha – Belo Horizonte/MG	DATA DO ENSAIO:	06/12/2016
CONTATO:	Ricardo Hallal Fakury		

DADOS DO ENSAIO / Test Date			
MEDIÇÕES / Measurements	Unidade / Unit	CP. 03	
Largura / Width	mm	40,00	
Espessura / Length	mm	6,38	
Força de Escoamento / Yield point elongation	kgf	10256 kgf	100,58 kN
Força máxima / Maximum force	kgf	12975 kgf	127,25 kN
Comprimento inicial / Gage length	mm	200,14	
Comprimento final / Final length	mm	245,77	

RESULTADOS DO ENSAIO / Test Results			
ÁREA / Area	mm ²	255,33	
LIMITE DE ESCOAMENTO / Yield point	MPa	393,93	+/- U _{95,45} 0,97 k= 2,00
LIMITE DE RESISTÊNCIA / Tensile strength	MPa	498,36	+/- U _{95,45} 1,18 k= 2,00
ALONGAMENTO / Elongation	%	22,80	+/- U _{95,45} 0,03 k= 2,37
ESTRICÇÃO / Reduction of area	%	52,74	+/- U _{95,45} 2,42 k= 2,87

Figura 6 – Gráfico (Força x Deslocamento) amostra 03

Figura 7 – Amostra após ensaio.

 INSTITUTO SENAI DE TECNOLOGIA METALMECÂNICA		GAS
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS E METALGRÁFICOS CIT - CENTRO DE INOVAÇÃO E TECNOLOGIA SENAI FIEMG – CAMPUS CETEC RELATÓRIO DE ENSAIO MECÂNICO		Nº 66417
		Página: 56
		Data: 12/12/2016

RELATÓRIO: 672/16

CLIENTE:	Ricardo Hallal Fakury	REFERÊNCIA:	
ENDEREÇO:	Av. Antônio Carlos, nº 6627 – Pampulha – Belo Horizonte/MG	DATA DO ENSAIO:	N/A
CONTATO:	Ricardo Hallal Fakury		06/12/2016

DADOS DO ENSAIO / Test Data

MEDIÇÕES / Measurements	Unidade / Unit	CP: 04
largura / Width	mm	39,96
espessura / Length	mm	5,80
Força de escoamento / Yield point elongation	kgf	10678 kgf 104,72 kN
Força máxima / Maximum force	kgf	13970 kgf 137,00 kN
Comprimento inicial / Gage length	mm	200,67
Comprimento final / Final length	mm	242,29

RESULTADOS DO ENSAIO / Test Results

ÁREA / Area	mm ²	271,59
LIMITE DE ESCOAMENTO / Yield point	MPa	385,58 +/- U _{95,45} 0,39 k= 2,00
LIMITE DE RESISTÊNCIA / Tensile strength	MPa	504,43 +/- U _{95,45} 0,40 k= 2,00
ALONGAMENTO / Elongation	%	20,74 +/- U _{95,45} 0,03 k= 2,43
ESTRICÇÃO / Reduction of area	%	47,36 +/- U _{95,45} 0,35 k= 2,15

Figura 8 – Gráfico (Força x Deslocamento) amostra 04

Figura 9 – Amostra a pós ensaio.

ANEXO C: CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DA ARMADURA PASSIVA

Certificado de qualidade

ArcelorMittal Aços Longos



CERTIFICADO DE QUALIDADE

ArcelorMittal

Numero: 0004037916/2013
 Sistema de Gestão Integrado - Normas ISO 9001, ISO 14001, OHSAS 18001e SA 8000

Nota Fiscal: 000405319-1

Ordem de Venda: 5208326

Peso (kg): 1950

Nº Lotes: 2

Pedido: OC 5485 (maio)

Especificação: CMA60 ABNT NBR 7480:2007

Propriedades Mecânicas

Corr./Lote	Limite Escoamento MPa	Limite Resistência MPa	Alongamento %	Relação Elástica	Debramento
C831600-5,00 mm	723	808	7.2	1.11	OK

Observações:

63484
 DANFE FORNECEDOR
 Nº 405319
 Emissão: 23/05/13

Data: 23.05.2013

ALESSANDRO ROCHA
 GERENTE DE TRATAMENTO
 ENVI. INDUSTRIAL S.A.
 CAVALO MARANHÃO
 10/08/2013

Este documento certifica que o material aqui relacionado foi produzido, ensaiado e aprovado conforme requisitos de norma ou especificação solicitada. Certificamos que todo material relacionado acima foi produzido, tratado e aprovado de acordo com a legislação vigente, não contém radiação em níveis prejudiciais ao ser humano. No caso de dúvidas, entre em contato com a nossa Assistência ao Cliente 0800 15 1221 - www.arcelormittal.com.br



CERTIFICADO DE QUALIDADE
 Sistema de Gestão Integrado conforme as normas ISO 9001, ISO 14001 e OHSAS 18001

ArceiorMittal
 Aços Longos

Numero: 0004044259/2013

Cliente: FERRO E ACO TAKONO S A **Pedido:** junho
Ordem de Venda: 5246894 **Nota Fiscal:** 000063202
Produto: BELGO 50 S **Especificação:** CA50 S ABNT NBR 7480:2007 **Nº Lotes:** 10 **Peso (Kg):** 25141

Corr./Lote		Propriedades Mecânicas			
Corr/Lote Bitola	Limite Escoamento MPa	Limite Resistência MPa	Alongamento %	Relação Elástica	Dobramento
9277901-10,00 mm	691	796	16.0	1.15	OK
9278701-10,00 mm	669	772	14.0	1.15	OK
9279101-10,00 mm	670	776	14.0	1.16	OK

Observações :

63837
 DANFE FORNECEDOR
 Nº 063202
 Emissão: 29/05/13

Data: 29.05.2013

Marcio Rezende
 Analista Proc. Qual. Sênior
 Lote 10/010
 63837

Este documento certifica que o material aqui relacionado foi produzido, ensaiado e aprovado conforme requisitos de norma ou especificação solicitada. Certificamos que todo material relacionado acima foi produzido, testado e aprovado de acordo com a legislação vigente, não contém substâncias nocivas ao ser humano. No caso de dúvidas, entre em contato com a nossa Assistência ao Cliente 0800 75 7227 - www.arceiormittal.com.br

ArcelorMittal
Aços Longos

CERTIFICADO DE QUALIDADE

Numero: 0004033045/2013

Sistema de Gestão Integrado - Normas ISO 9001, ISO 14001, OHSAS 18001 e SA 8000

ArcelorMittal

Cliente:
FERRO E ACO TAKONO S A

Pedido:
oc 5485 (maio)

Ordem de Venda:
5208323

Nota Fiscal:
000296704-1

Produto:
BELGO 50 S

Especificação:
CA50 S ABNT NBR 7480:2007

Nº Lotes:
24

Peso (Kg):
24910

Propriedades Mecânicas

Corr./Lote Bitola	Limite Escoamento MPa	Limite Resistencia MPa	Alongamento %	Relação Elástica	Dobramento
1466182-16,00 mm	558	701	12,5	1,26	OK

Observações:

63616
 DANFE FORNECEDOR
 INS 296704
 Emissão: 20/05/13

Este documento certifica que o material aqui relacionado foi produzido, ensaiado e aprovado conforme requisitos de norma ou especificação solicitada.
 Este documento certifica que o material aqui relacionado foi produzido, testado e aprovado de acordo com a legislação vigente, não contém substâncias em níveis prejudiciais ao ser humano.
 No caso de dúvidas, entre em contato com a nossa Atendimento ao Cliente 0800 15 1227 - www.arcelormittal.com.br

Data: 20.05.2013

Lote Takono
 63616
 Gerente de Produção
 CREA-SP: 165965/11

ANEXO D: CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DO CONECTOR DE CISALHAMENTO

Certificado de qualidade

Gerdau Aços Longos S.A.

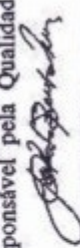


Gerdau - Aço para
Indústria

CERTIFICADO DE QUALIDADE
Gerdau Aços Longos S.A. - Cosigua
Av. João XXIII, 6777 CEP 23560-900 - RIO DE JANEIRO/RJ
Fones: (21) 2414-6000 Fax: (21) 2414-6043



CERTIFICAMOS QUE O PRODUTO ESTÁ DE ACORDO COM OS REQUISITOS DA NORMA TÉCNICA CITADA.

Cliente FUTURA FERRO E AÇO Descrição do Produto PERFIL U	Nota Fiscal 495842	Certificado No 1303532 - SCR									
	Data Emissão 29.07.2011	Folha No 1 DE 1									
	Norma/Qualidade ASTM A36 / NBR7007 MR250										
Bitola	Corrida	Peso (kg)	C %	Mn %	Si %	S %	P %	LE N/mm ²	LR N/mm ²	Aling %	
76,2 X 4,32m	21128431	4753	0,13	0,74	0,17	0,027	0,028	323	460	29,00	
Código das Propriedades Mecânicas LE Limite de Escoamento LR Limite de Resistência Aling Alongamento			Observações				Responsável pela Qualidade  João Roberto Bestlé Pereira CREA 55045-D				

ANEXO E: CARACTERIZAÇÃO DA TINTA ANTICORROSIVA

Certificado de qualidade

Renner Herrmann S.A.

Renner Herrmann S.A.

Certificado de Análise N.º 554085



CERTIFICADO DE ANÁLISE E GARANTIA DA QUALIDADE

Produto:	REVRAN DST PLUS 727 VERMELHO OXIDO		
Código:	Comp. A: 727.0499	Comp. B: 827.3600	
Lote:	Comp. A: 554085	Comp. B: 553175	
Fabricação:	12/11	Validade:	12 Meses

Características	Especificado		Encontrado	Método
	Min	Máx		

CARACTERÍSTICAS DO COMPONENTE A

Massa Específica, (g / cm ³)	1,450	---	1,695	ASTM D 1475
---	-------	-----	-------	-------------

CARACTERÍSTICAS DO PRODUTO A+B

Consistência, (UK)	100	120	120	ASTM D 562
Sólidos em Volume (%)	78,0	82,0	78,58	ASTM D 2697
Tempo de Vida Útil da Mistura à 25°C, (h)	03	---	>03	N-1363
Espessura Seca por Demão, (µm)	---	---	125	ASTM D 1005
Tempo de Secagem:				
• Ao toque, (h)	---	02	< 2H	ASTM D 1640
• Manuseio, (h)	---	05	< 5H	ASTM D 1640
• Repintura, (h)	5	---	> 5H	ASTM D 1640

(*) Assinatura dispensada por ser emitido através de processamento eletrônico de dados.

(**) Os Testes de Longa Duração estarão disponíveis em Relatórios Técnicos Internos.

Dalto da Silva Moulin
CRQ N.º 09301240 - IX R

Curitiba, 9 de janeiro de 2012