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

LEANDRO DE AMORIM CAVALCANTI

Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas

São Carlos 2010

LEANDRO DE AMORIM CAVALCANTI

Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Área de Concentração: Estruturas *Orientadora:* Prof^a. Dr^a. Silvana De Nardin

São Carlos 2010

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro LEANDRO DE AMORIM CAVALCANTI.

Dissertação defendida e julgada em 26/03/2010 perante a Comissão Julgadora:

Prof^a. Dr^a. SILVANA DE NARDIN - (Orientadora)

APROVA DO

(Universidade Federal de São, Carlos/UFSCar)

Prof. Dr. JORGE MUNAIAR NETO (Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

AL REPTONENTICA C REQUENTA

Prof. Dr. JOÃO ALBERTO VENEGAS REQUENA (Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APIZOUADO

MIL

Prof. Associado MARCIO ANTONIO RAMALHO Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

Prof. Associado GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Com imensa gratidão e amor, dedico este trabalho à Deus, aos meus pais Joaquim e Anna Lúcia, professores de todas as horas, e aos meus irmãos, Larissa e Luiz.

"E sabemos que todas as coisas contribuem para o bem daqueles que amam a Deus, daqueles que são chamados segundo o seu propósito." Romanos 8:28

"Filho meu, não te esqueças da minha instrução, e o teu coração guarde os meus mandamentos; porque eles aumentarão os teus dias e te acrescentarão anos de vida e paz. Não se afastem de ti a benignidade e a fidelidade; ata-as ao teu pescoço, escreve-as na tábua do teu coração; assim acharás favor e bom entendimento à vista de Deus e dos homens."

Provérbios 3:1-4

AGRADECIMENTOS

À Deus, meu criador, salvador e amigo sempre presente.

Aos meus pais, Joaquim e Anna Lúcia, e aos meus irmãos, Larissa e Luiz, pelo amor demonstrado por gestos e palavras em todos os momentos.

À minha namorada Aninha pelo amor e carinho, e à sua família pelo apoio.

Aos meus avós, Elpídio e Regina, pelo imenso exemplo de amor e dedicação a todos os filhos, netos e bisnetos.

Aos meus tios e primos pelo incentivo, carinho e amor.

À minha orientadora, professora Silvana De Nardin, não somente pela brilhante orientação, mas, também, pela amizade que, tenho certeza, durará.

Aos colegas e amigos do departamento de engenharia de estruturas: Ana, Bruno, Cynthia, Denise, Dorival, Eduardo, Fábio Rocha, Giovanni, Ísis, Jesus "2", Leonardo Bezerra, Marcela, Rodrigo "Mário", Rodrigo "Slow", Saulo, Socorro, entre tantos que participaram das horas de estudos, dos momentos de descontração e das idas aos congressos.

À Érika Kimura, pela amizade e pronta disposição em sempre ajudar nas questões referentes ao departamento de estruturas.

Ao professor Samuel Giongo pela amizade e conselhos.

A todos os demais professores, funcionários, alunos e técnicos do departamento de estruturas que com muita atenção e amizade me auxiliaram a desenvolver este estudo proporcionando um excelente ambiente de trabalho.

Aos amigos: Leonardo Garnica, Sérgio Barreto, Fábio Sawasaki, Igor Chaves e Aref Kzam por terem tornado a estadia em São Carlos um pedaço de casa.

Aos amigos da OSMB pelo companheirismo e pela contribuição constante para o meu crescimento profissional.

Aos demais amigos de Salvador e São Carlos pelo apoio e incentivo ao longo desses anos.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPq e à Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo, FAPESP, pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

Ao professor Sandro Fábio César e à Professora Rita Dione Araújo Cunha pelo período de iniciação científica, pela amizade, além do enorme incentivo em ingressar no meio acadêmico.

Ao professor Adailton de Oliveira Gomes, pelo exemplo de ensino e, também, pelo incentivo em ingressar no meio acadêmico.

Aos professores da Universidade Federal da Bahia pela formação profissional.

À Escola Adventista pela contribuição na formação de caráter.

RESUMO

CAVALCANTI, L. A. Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo. 2010.

Este trabalho tem por objetivo investigar a contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas mistas parcialmente revestidas, bem como sua eficiência para promover o comportamento conjunto aço-concreto, imprescindível para a obtenção de vigas mistas. O estudo engloba uma investigação experimental com ensaios de vigas sob flexão em quatro pontos e uma simulação numérica utilizando o pacote computacional DIANA®, visando obter dados do comportamento de vigas mistas parcialmente revestidas com armadura longitudinal. Foram ensaiados quatro modelos de viga mista parcialmente revestida e duas variáveis foram analisadas: taxa de armadura longitudinal no concreto e posição dos conectores tipo pino com cabeça. Os resultados experimentais mostraram a eficiência do conjunto armadura-conector para o aumento da capacidade resistente à flexão e para a promoção da interação aço-concreto. A simulação numérica teve concordância satisfatória com os resultados experimentais obtidos.

Palavras-chave: estrutura mista, piso misto de pequena altura, viga mista parcialmente revestida, análise experimental, análise numérica.

ABSTRACT

CAVALCANTI, L. A. (2010). A theoretical and experimental study of steel bars contribution of the bending capacity of the partially encased composite beams. São Carlos, Dissertation (Master). School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo.

This study aims to investigate the contribution of the steel bars to the flexure capacity and to promote the composite behavior in partially encased composite beams. The study includes an experimental investigation of partially encased beams under bending in four points and a numerical simulation using the computer package DIANA® to collect data from the behavior of partially encased composite beams with longitudinal reinforcement. Four models of partially encased composite beams were tested and two variables were analyzed: rate of longitudinal reinforcement in concrete and position of stud bolts. The experimental results showed the efficiency of the junction between reinforcing bars and stud bolt to the increase the bending capacity of the partially encased beam and to obtain the steel-concrete interaction. The numerical simulation has good agreement with the experimental results.

Keywords: composite structure, composite slim floor, partially encased composite beams, experimental analysis, numerical analysis.

LISTA DE FIGURAS

	Figura 1-1 – Exemplos de elementos mistos de aço e concreto	. 28
	Figura 1-2 – Exemplos estrangeiros da utilização de elementos mistos	. 29
	Figura 1-3 – Salvador Shopping – pilares mistos, vigas e lajes mistas	. 30
	Figura 1-4 – Wtorre Nações Unidas – pilares mistos, vigas e lajes mistas	. 31
	Figura 1-5 - Exemplos de pisos ou pavimentos mistos	. 32
	Figura 1-6 – Exemplos de vigas mistas revestidas	. 33
	Figura 1-7 – Vigas parcialmente revestidas investigadas por De Nardin & El D	ebs
(2009))	. 33
	Figura 1-8 – Ligação mista de aço e concreto investigada por De Nardin	. 34
	Figura 2-1 – Disposição de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça e	de
barras	de aço	. 40
	Figura 2-2 - Ponte de viga I mista parcialmente revestida (Nakamura & Narita, 20	03)
		. 42
	Figura 2-3 - Comparação entre (a) viga mista clássica e (b) viga TEC	. 43
	Figura 2-4 - Seção de viga mista (Wang et al, 2009)	. 44
	Figura 2-5 - Panorama de fissuração de vigas revestidas com concreto (Weng e	t al,
2002).		. 45
	Figura 2-6 - Panorama final de fissuração das vigas revestidas com conc	reto
(De Na	ardin & El Debs, 2009)	. 46
	Figura 3-1 - Distribuição das tensões plásticas na viga mista	. 52
	Figura 3-2 - Modelo analítico proposto para o cálculo do esforço de cisalhame	ento
resiste	ente na interface mesa e concreto (Weng et al, 2002)	. 55
	Figura 3-3 – Distribuição de tensões na laje (David, 2007)	. 56
	Figura 3-4 – Distribuição de tensões – Interação completa, ABNT NBR 8800:2008	. 59
	Figura 3-5 – Distribuição de tensões – Interação parcial, ABNT NBR 8800:2008	. 59
	Figura 3-6 – Viga mista parcialmente revestida	. 61
	Figura 3-7 - Esquema estático para cálculo de deslocamento – Viga biapoiada	. 61
	Figura 3-8 - Forças atuantes na seção parcialmente revestida	. 64
	Figura 4-1 – Geometria dos elementos ensaiados (dimensões em mm)	. 70
	Figura 4-2 – Vista geral do esquema de ensaio	. 71
	Figura 4-3 – Instrumentação dos elementos ensaiados	. 72
	Figura 4-4 – Esquema de concretagem das vigas mistas aço-concreto	. 73
	Figura 4-5 – Amostras de aço (dimensões em mm)	. 74

Figura 4-6 – Ensaio de tração em amostra de barra de aço7	'5
Figura 4-7 – Ensaio de flexão em três pontos para determinação da energia c	le
fratura7	7
Figura 4-8 – Aspecto final dos conectores de cisalhamento7	'9
Figura 4-9 – Aspecto final das vigas mistas parcialmente revestidas ensaiadas7	'9
Figura 4-10 – Gráfico comparativo do deslizamento relativo aço-concreto nas viga	as
ensaiadas8	30
Figura 4-11 - Gráfico comparativo Força por deslocamento vertical a meio vão da	JS
vigas	31
Figura 4-12 – Panorama final de fissuração8	32
Figura 4-13 – Deformação axial nos componentes da seção mista parcialment	te
revestida8	33
Figura 4-14 – Posição da linha neutra para todos os modelos ensaiados8	35
Figura 4-15 – Valores da relação Momento experimental / analítico para os modelo)S
sem armadura e com armadura8	38
Figura 4-16 – Relação Momento / Momento máximo experimental v	s.
Escorregamento	90
Figura 4-17 – Valores da relação M/Mu e da Força Aplicada para escorregamento c	le
0,1 mm)2
Figura 4-18 – Relação Momento / Momento máximo experimental v	s.
Escorregamento: elementos sem conectores9)2
Figura 4-19 – Relação Momento / Momento máximo experimental v	s.
Escorregamento: elementos com conectores na mesa9)3
Figura 4-20 – Relação Momento / Momento máximo experimental v	s.
Escorregamento: elementos com conectores na alma9)4
Figura 4-21 – Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Flecha9)4
Figura 4-22 – Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Flecha9	95
Figura 5-1 – Interface gráfica do iDIANA10)1
Figura 5-2 – Interface gráfica do DIANA10)2
Figura 5-3 – Modelos numéricos10)3
Figura 5-4 – Elemento finito CQ16M e elemento de interface CL12I , fonte: user	's
manual DIANA)4
Figura 5-5 – Modelos constitutivos à tração pré-definidos, disponíveis no Manual c	ot
pacote computacional DIANA 9.1® (2005b)10)6
Figura 5-6 – Energia de fraturamento10)7
Figura 5-7 - Modelos Constitutivos à compressão pré-definidos, disponíveis e	m
DIANA 9.1® (2005b))8

Figura 5-8 – Energia de fraturamento e comprimento de banda da fissura 108
Figura 5-9 – Propriedades não-lineares do concreto
Figura 5-10 – Relação de área de armadura entre modelo experimental e numérico
Figura 5-11 – Condições de contorno e carregamento dos modelos 112
Figura 5-12 – Curva força versus deslocamento, obtida com critério de comprimento
de arco
Figura 5-13 – DIANA, janela onde é feita a escolha do critério de convergência em
energia
Figura 5-14 – Geometria dos modelos ensaiados por De Nardin & El Debs (2009) 116
Figura 5-15 – Gráfico comparativo Força versus Flecha do modelo PEB-B 117
Figura 5-16 – Configuração dos modelos PEB-B-R e PEB-B-2R
Figura 5-17 – Posição dos extensômetros no perfil a meio vão
Figura 5-18 – Gráfico comparativo Força versus Deslocamento dos modelos 120
Figura 5-19 – Panorama de fissuração do concreto no modelo numérico e
experimental
Figura 5-20 – Gráfico comparativo Força versus Deformação da mesa inferior do
perfil
Figura 5-21 – Gráfico comparativo Força versus Deformação na mesa superior do
perfil
Figura 5-22 – Gráfico comparativo Força <i>versus</i> Deformação na armadura
longitudinal inferior da viga mista 124
Figura 6-1 - Gráfico comparativo Força versus Deslocamento: modelos numéricos
com arranjo de armadura inferior longitudinal variando de 4 Ø 6,3 a 4 Ø 20 128
Figura 6-2 – Gráfico % de armadura longitudinal de tração versus Força última /
Força última
Figura 6-3 – Piso misto de pequena altura131
Figura 6-4 – Altura da viga de aço e mista e massa linear de aço

LISTA DE TABELAS

Tabela 4-1 – Características principais dos modelos de viga ensaiados
Tabela 4-2 – Resultados médios do ensaio de tração em amostras de barras de aço
Tabela 4-3 – Propriedades mecânicas do concreto
Tabela 4-4 – Valores máximos experimentais
Tabela 4-5 – Resultados de De Nardin & El Debs (2009) e do presente trabalho 87
Tabela 4-6 – Resultados normalizados: De Nardin & El Debs (2009) e presente
trabalho
Tabela 4-7 – Relação M/Mu para escorregamento de 0,1 mm
Tabela 5-1 – Fases da Simulação Numérica100
Tabela 5-2 – Propriedades físicas do modelo PEB-B ensaiado pro De Nardin & El
Debs (2009)
Tabela 5-3 – Valores comparativos de flecha e força do modelo PEB-B 118
Tabela 5-4 - Valores comparativos de flecha e força
Tabela 5-5 – Valores comparativos de deformação da mesa inferior 123
Tabela 5-6 - Valores comparativos de deformação na armadura longitudinal inferior
Tabela 6-1 - Valores comparativos de área de armadura e força entre os modelos
numéricos 128
Tabela 6-2 – Estudo comparativo: Valores de Momento resistente experimental,
analítico e numérico
Tabela 6-3 – Propriedades físicas dos perfis131
Tabela 6-4 – Perfis de aço que atendem ao valor de momento resistente
experimental
Tabela 6-5 – Momentos resistentes característicos e experimental

SUMÁRIO

1	Introc	lução		27	
	1.1	Apresentação do capítulo2			
	1.2	Introdução aos elementos mistos de aço e concreto			
	1.3	Justificativas			
1.4 Objetivos				35	
	1.5	dologia	36		
	1.6	Apres	entação e organização da dissertação	36	
2	Estado da Arte				
	2.1	2.1 Vigas mistas parcialmente revestidas			
		2.1.1	Comportamento misto	39	
		2.1.2	Contribuição das barras de armadura para a capacio	dade	
	resiste	resistente de vigas mistas4			
		2.1.3	Modos de ruptura	44	
	2.2	Simu	ações numéricas em estruturas mistas	46	
3	Modelos de Cálculo				
	3.1	Dime	nsionamento de vigas mistas revestidas	51	
		3.1.1	Momento resistente	51	
		3.1.2	Cortante resistente	52	
	3.2	Dime	nsionamento de vigas mistas convencionais biapoiadas	56	
		3.2.1	Largura efetiva	56	
		3.2.2	Armadura da laje	57	
			3.2.2.1 Armadura para controle de fissuração em regiõe	s de	
		тот	ento negativo 57		
			3.2.2.2 Armadura para controle de fissuração em regiõe	s de	
	cisalhamento 58				
		3.2.3	Momento resistente	58	
		3.2.4	Cortante resistente	60	
	3.3	Dime	nsionamento de vigas mistas parcialmente revestidas	60	
		3.3.1	Estado limite de serviço (ELS)	61	
		3.3.2	Estado limite último	63	
			3.3.2.1 Armadura no concreto	63	
			3.3.2.2 Momento resistente	63	
			3.3.2.3 Cortante resistente	65	

	3.4	Cons	iderações finais	68	
4	Invest	Investigação Experimental			
	4.1	Descrição dos modelos físicos			
	4.2	Esqu	ema de ensaio	71	
	4.3	Instrumentação			
	4.4	Confecção dos modelos físicos			
	4.5	Carao	cterização dos materiais	74	
		4.5.1	Aço do perfil	74	
		4.5.2	Barras de aço da armadura	75	
		4.5.3	Concreto	76	
	4.6	Resu	Itados experimentais e análise	78	
		4.6.1	Configuração final dos conectores de cisalhamento	78	
		4.6.2	Modo de falha	79	
		4.6.3	Escorregamento aço-concreto	80	
		4.6.4	Comportamento Força aplicada vs. Deslocamento vertical	81	
		4.6.5	Fissuração	82	
		4.6.6	Comportamento dos componentes da seção mista	82	
		4.6.7	Posição da Linha neutra	84	
		4.6.8	Valores máximos: força aplicada, deslocamento vertic	al e	
	escorregamento aço-concreto				
	4.7	Influê	ncia da armadura longitudinal	86	
		4.7.1	Capacidade resistente	86	
		4.7.2	Escorregamento	89	
		4.7.3	Deslocamento vertical no meio do vão	94	
	4.8	Come	entários finais	95	
5	Modelagem Numérica9				
	5.1	O Programa DIANA [®]			
	5.2 Cri		ios gerais de processamento adotados	. 102	
		5.2.1	Geometria	. 103	
		5.2.2	Elementos finitos	. 104	
		5.2.3	Propriedades físicas dos materiais: aço e concreto	. 105	
			5.2.3.1 Concreto	105	
			5.2.3.2 Aço	110	
			5.2.3.3 Interface	111	
		5.2.4	Condições de contorno e carregamento e malha de eleme	entos	
	finitos		112		
		5 2 5	Parâmetros para processamento	. 112	

		5.2.6	Saída de resultados	116
	5.3	Resu	Itados numéricos: Fase 1	116
	5.4	118		
		5.4.1	Deslocamento vertical dos modelos	120
		5.4.2	Panorama de fissuração	121
		5.4.3	Deformação da mesa inferior do perfil de aço	122
		5.4.4	Deformação na mesa superior do perfil de aço	123
		5.4.5	Deformação na armadura longitudinal inferior	124
	5.5	Come	entários finais	125
6	Com	paração	de Resultados	127
	6.1	Mom	ento resistente experimental, analítico e numérico	127
	6.2	Mode	elo PEB-B-R versus perfil "I" simétrico	131
	6.3	Cons	iderações finais	134
7	Conclusão			135
	7.1	Sobre	e a análise experimental	135
	7.2	Sobre	e a análise numérica	136
	7.3	Sobre	e a análise comparativa	136
	7.4	Cons	iderações finais	137
	7.5	Suge	stões para trabalhos futuros	137
8	Refer	rências	Bibliográficas	139
APÉ	ÈNDICE	Α		143

1 Introdução

1.1 Apresentação do capítulo

Neste capítulo é apresentada uma breve introdução ao tema do trabalho, destacando: justificativas, objetivos e metodologia, como também a organização dos capítulos desta dissertação.

1.2 Introdução aos elementos mistos de aço e concreto

A associação entre aço e concreto para resultar em elementos estruturais mistos mostra-se uma solução bastante eficiente, pois permite explorar as melhores qualidades de cada um destes materiais. Dentro deste contexto, o concreto apresenta boa resistência aos esforços de compressão e é facilmente moldado, podendo assumir as mais variadas formas. O aço apresenta excelente resistência aos esforços de tração, possui boa ductilidade e torna o processo construtivo mais industrializado, limpo e de rápida execução.

As estruturas mistas de aço e concreto surgiram com o propósito inicial de aumentar a resistência da edificação contra as ações do fogo e da corrosão. Sendo assim, o concreto era usado apenas como elemento de proteção que revestia os perfis de aço e sua contribuição para a capacidade resistente da seção não era considerada. Segundo VIEST *et al.* (1997) *apud* BIANCHI (2002), as primeiras construções com elementos mistos datam de 1894 nos Estados Unidos, onde um edifício e uma ponte foram construídos usando vigas de aço revestidas com concreto. A primeira normatização para estruturas mistas é de 1930, foi elaborada nos Estados Unidos e registrada pelo *New York City Building Code*.

Desde o seu surgimento casual, os tipos de elementos mistos vêm evoluindo e, atualmente, a associação entre aço e concreto, acrescida do comportamento conjunto entre estes dois materiais pode ser encontrada na forma de lajes, vigas e pilares mistos (Figura 1-1).



Figura 1-1 – Exemplos de elementos mistos de aço e concreto

No Brasil, as primeiras construções mistas de aço e concreto surgiram entre os anos 1950 e 1960 e consistiam de pontes de pequeno porte e alguns poucos edifícios. Com a popularização da indústria do aço para construção civil no país e com a crescente busca de novas soluções estruturais e arquitetônicas, nos últimos anos tem havido um aumento considerável na utilização de elementos mistos. Quanto à normatização, a primeira normatização brasileira para elementos mistos data de 1986 e foi publicada pela ABNT. Trata-se da ABNT NBR 8800:1986 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, que abordava o dimensionamento apenas de vigas mistas. Atualmente, a versão NBR 8800 publicada em 2008 contempla elementos mistos como: lajes, pilares, vigas e ligações mistas e traz procedimentos de dimensionamento e verificação bastante similares aos encontrados na norma européia Eurocode 4 (2004) e na norma America AISC-LRFD (2005), destacando que a primeira delas é a única que aborda, exclusivamente, os elementos mistos de aço e concreto.

Atualmente, a utilização de elementos mistos de aço e concreto têm como objetivo principal o emprego eficiente dos materiais aço e concreto, tomando total proveito das propriedades e características mecânicas destes materiais, resultando em vantagens como: possibilidade de pré-fabricação, redução do tempo de execução, elementos com seção transversal reduzida, flexibilidade, além de maior resistência ao fogo quando comparado aos elementos de aço.

No âmbito internacional, podemos citar alguns exemplos da utilização dos elementos na composição do sistema estrutural, sobretudo de edifícios de múltiplos pavimentos. Tais exemplos são ilustrados na Figura 1-2.



Figura 1-2 – Exemplos estrangeiros da utilização de elementos mistos

Dentro deste contexto, no Brasil, alguns exemplos de utilização merecem destaque e são ilustrados na Figura 1-3 e na Figura 1-4.

Em 21 de Maio de 2007 inaugurou-se um dos maiores e mais modernos shoppings do Brasil. O Salvador Shopping com cinco pavimentos - dois de estacionamentos, dois de lojas e outro com cinema, além de um pavimento de cobertura com restaurantes, cinemas e casa de máquinas -, utilizou um sistema misto de aço e concreto.

A obra, que consumiu mais ou menos 5.000 toneladas de estrutura metálicas e 1.500 toneladas de *Steel Deck* teve o seu conceito estrutural baseado na criação de um pilar misto, composto de um perfil metálico de montagem (250x250 mm), que nasceria na cabeça do pilar de concreto armado (600x600mm), um metro abaixo da cota do piso da primeira garagem. O perfil metálico foi dimensionado de modo a permitir a montagem e concretagem de até dois pavimentos de lajes sem a necessidade da concretagem dos pilares metálicos. Sua função foi dar velocidade e precisão na montagem do vigamento metálico.

Como a estrutura já estava sendo dimensionada em concreto armado e o processo de estaqueamento estava em andamento, a solução em estrutura mista deu maior agilidade à obra, para cumprir o cronograma de 18 meses. A padronização da estrutura metálica viabilizou que os pilares mistos ficassem com uma dimensão 600x600mm, na sua quase totalidade, proporcionando uma produtividade espetacular na concretagem desses pilares. O processo foi totalmente seqüencial: pilares de montagem; montagem das vigas principais; vigas

secundárias; colocação do *Steel Deck MF-50*; e assentamento dos Studs Bolts, com várias equipes de montagem simultâneas.



a) Fase construtiva





b) Fachada e interior

Figura 1-3 – Salvador Shopping – pilares mistos, vigas e lajes mistas

Localizado na Marginal Pinheiros, na Cidade de São Paulo, o Edifício Nações Unidas é um complexo empresarial composto por duas torres de andares livres, uma com 13 pavimentos e a outra com 10, um pavimento térreo destinado a serviços e um estacionamento com 4 pavimentos. O complexo contempla uma área de 65.000 m2 de laje. As unidades são destinadas a locação para grandes empresas pelo sistema "Built to suit ".

O Edifício das Nações Unidas é um dos mais modernos prédios comerciais em execução no Brasil, onde foram aplicadas as mais modernas tecnologias construtivas e de instalações, seguindo os padrões do sistema "Green Bulding", que implica na otimização dos recursos energéticos e redução dos impactos ambientais.

O sistema construtivo foi constituído por pilares metálicos de montagem envoltos por concreto armado, formando um pilar misto (Aço e Concreto). O vigamento é composto pelo sistema de vigas mistas. Nas lajes foram utilizamos o *Steel Deck MF-50*. A estabilidade da estrutura foi feita através de núcleos de concreto armado, envolvendo as caixas dos elevadores e casas de máquinas.







a) Fase construtiva



b) Maquete eletrônica

Figura 1-4 – Wtorre Nações Unidas – pilares mistos, vigas e lajes mistas

Em ambos os casos acima mencionados, apesar de um custo 5% maior em relação à estrutura de concreto armado, optou-se em utilizar estruturas mistas aço/concreto devido: ao aumento de produtividade; à redução de despesas indiretas; à redução da utilização de mão-de-obra; à redução de desperdícios de materiais; e à maior rapidez na execução da obra.

A antecipação do retorno do investimento permite à empresa refazer mais cedo a estrutura financeira do projeto.

Lajes e vigas mistas são elementos mistos relativamente comuns e de utilização cada vez mais freqüente em sistemas estruturais de edifícios. O conjunto laje mista–viga mista constitui o piso misto convencional, no qual as vigas são posicionadas abaixo das lajes (Figura 1-5a). Já nos pisos mistos aqui denominados pisos de pequena altura, a laje é apoiada na mesa inferior da viga, resultando em redução da altura total do piso (Figura 1-5b). Assim, a nomenclatura "piso misto de pequena altura" é utilizada aqui para descrever um tipo de piso que constitui um sistema estrutural e construtivo no qual as vigas são embutidas na altura da laje, como é ilustrado na Figura 1-5b.



a) Piso misto convencional b) Piso misto de pequena altura

Figura 1-5 - Exemplos de pisos ou pavimentos mistos

Do elemento misto resultante do embutimento da viga (Figura 1-6b, c, e), resultam características como: aumento da resistência ao fogo, capacidade resistente à flexão, resistência às instabilidades locais e rigidez em relação à seção de aço, redução da altura total da viga mista e do piso como um todo, economia de material e mão de obra. Portanto, a viga de aço parcial ou totalmente revestida de concreto é uma alternativa interessante e constitui um amplo campo de estudo, pois, a cada arranjo de componentes, correspondem particularidades que merecem ser investigadas.



Figura 1-6 – Exemplos de vigas mistas revestidas

Independente da morfologia, as vigas total ou parcialmente revestidas podem ser consideradas mistas somente se houver algum tipo de mecanismo que promova o comportamento conjunto entre seus componentes. Logo, o comportamento misto constitui a mais importante propriedade deste tipo de elemento e, em função desta característica, são definidos os critérios de dimensionamento e verificação.



Figura 1-7 – Vigas parcialmente revestidas investigadas por De Nardin & El Debs (2009)

O estudo das vigas total ou parcialmente revestidas com concreto é muito recente. Dentro deste contexto, cita-se o pós-doutorado de De Nardin (2003-2007), no qual, além do ensaio de ligações mistas de aço e concreto, algumas vigas parcialmente revestidas foram ensaiadas com o objetivo de avaliar o comportamento conjunto aço-concreto a partir da utilização de conectores tipo pino com cabeça variando sua posição em relação ao perfil de aço da viga (Figura 1-7). A partir da investigação com conectores soldados verticalmente sobre a mesa superior ou horizontalmente na alma da viga de aço de seção assimétrica, foi determinada a posição mais favorável para tais conectores, buscando capacidade resistente e comportamento conjunto aço-concreto. A determinação da melhor posição para os conectores foi necessária para posterior utilização no ensaio da região de ligação mista viga-pilar na qual a viga é parte de um piso misto de pequena altura, cuja viga tem as mesmas características geométricas daquelas investigadas por De Nardin & El Debs (2009) nos ensaios de vigas.

1.3 Justificativas

Como descrito no item anterior, em De Nardin & El Debs (2009) é apresentado um dos primeiros estudos, no Brasil, com vigas parcialmente revestidas buscando obter subsídios para definir a posição mais adequada de conectores de cisalhamento. Em seu estudo, a intenção era definir a posição dos conectores e, em seguida, aplicar os resultados em ligações mistas de aço e concreto. Uma das ligações investigadas era constituída por um pilar preenchido de seção quadrada e parte de um piso misto de pequena altura, como ilustrado na Figura 1-8.







Figura 1-8 – Ligação mista de aço e concreto investigada por De Nardin

Tomando os estudos de De Nardin como ponto de referência, o presente trabalho se justifica pela necessidade de estudos mais aprofundados sobre o comportamento das vigas parcialmente revestidas, pois apesar de algumas boas características em termos de comportamento estrutural e custo em relação às vigas mistas convencionais, este tipo de elemento estrutural constitui uma solução estrutural e construtiva pouco estudada até o momento. A necessidade de novos estudos torna-se ainda mais evidente quando a questão

a ser respondida se refere ao comportamento conjunto aço-concreto. Neste sentido, até o momento, apenas a solução convencional apresentada na Figura 1-6a tem seu comportamento consolidado no meio técnico e procedimentos de cálculo incorporados a códigos normativos como EUROCODE 4, AISC-LRFD e NBR 8800:2008.

Outro aspecto importante a destacar é a continuidade dos estudos que vêm sendo desenvolvidos no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, liderados pela orientadora deste projeto e por sua supervisora de pós-doutoramento, a Profa. Ana Lucia H. C. El Debs. Inserido neste contexto, este trabalho complementa os estudos de De Nardin no tocante às vigas parcialmente revestidas e representa mais um passo na consolidação da linha de pesquisa em *Estruturas Mistas* no departamento em que o presente trabalho foi desenvolvido. Vale ressaltar que a viga revestida é parte importante do sistema de piso misto de pequena altura, estudado por De Nardin em seu projeto de pós-doutoramento, desenvolvido entre os anos de 2003 e 2007.

Dentro das necessidades apresentadas e sem perder de vista as peculiaridades do cenário nacional, este trabalho consiste na investigação teórica e experimental da contribuição da armadura no comportamento conjunto aço-concreto de vigas mistas parcialmente revestidas mediante ensaios de flexão em quatro pontos.

1.4 Objetivos

No âmbito geral, o presente trabalho tem por objetivo, complementar os estudos que vêm sendo realizados neste departamento, visando o emprego de pisos mistos de pequena altura. Sendo assim, o objetivo principal deste estudo teórico-experimental é avaliar a contribuição das armaduras longitudinal da viga parcialmente revestida nos valores de capacidade resistente à flexão e na promoção do comportamento conjunto aço-concreto. Para isso foram investigados modelos de vigas mistas semelhantes ao estudados por De Nardin & El Debs (2009) tendo como variáveis a posição dos conectores de cisalhamento e a variação da taxa de armadura longitudinal no concreto de preenchimento posicionado entre as mesas do perfil de aço.
1.5 Metodologia

As atividades nesta pesquisa foram divididas em duas grandes etapas: estudos teóricos e investigação experimental. A metodologia empregada no estudo das vigas mistas parcialmente revestidas é sintetizada a seguir:

1. Revisão bibliográfica: realizada com o objetivo de compreender os mecanismos de interação entre os diversos componentes da seção mista que são: as armaduras longitudinais e estribos, os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, o perfil de aço e o concreto. Isto foi realizado via coleta de material bibliográfico utilizando as bases de dados disponíveis na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Esta etapa foi uma das diretrizes para a definição das armaduras utilizadas nos elementos ensaiados;

2. Investigação experimental: realizada visando obter dados do comportamento à flexão das vigas parcialmente revestidas cujo comportamento conjunto foi promovido pelos conectores e pelas armaduras longitudinal e estribos;

3. Simulação numérica: realizada no pacote computacional DIANA®, com o objetivo de simular numericamente o comportamento das vigas mistas ensaiadas. Os resultados oriundos da investigação experimental foram utilizados para validar os modelos numéricos.

4. Estudo comparativo e análise de resultados: os resultados experimentais obtidos neste trabalho e por De Nardin & El Debs (2009) foram confrontados com aqueles advindos da simulação numérica e do estudo analítico. Com base nas análises e estudos comparativos desenvolvidos neste item, foram elaboradas as conclusões possíveis e pertinentes ao tema da pesquisa.

1.6 Apresentação e organização da dissertação

Esta dissertação foi organizada em sete capítulos, sendo que neste primeiro capítulo apresenta-se a motivação deste estudo situando-o entre os demais projetos da linha de pesquisa Estruturas Mistas atualmente em desenvolvimento no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC).

O *Capítulo 2*, intitulado "Estado da Arte", traz uma extensa revisão bibliográfica que permite avaliar e compreender os mecanismos de interação entre os diversos componentes

36

da seção mista quer sejam: as armaduras longitudinais e estribos, os conectores de cisalhamento, o perfil de aço e o concreto.

No *Capítulo 3* são apresentadas recomendações de dimensionamento para vigas mistas, principalmente vigas mistas parcialmente revestidas, de acordo com normas técnicas nacionais e estrangeiras. Além dos procedimentos normativos, também são apresentados alguns modelos encontrados na revisão bibliográfica, propostos por outros pesquisadores e aplicáveis à previsão da capacidade resistente de vigas mistas parcialmente revestidas.

Na sequência, o *Capítulo 4*, "Análise experimental", é apresentado todo o programa experimental desenvolvido visando obter dados do comportamento à flexão das vigas parcialmente revestidas cujo comportamento conjunto é promovido por conectores de cisalhamento e por armaduras longitudinal e estribos. Assim, neste capítulo são descritos os ensaios realizados, a instrumentação, os materiais adotados, e por fim, é apresentada uma discussão dos resultados experimentais encontrados no programa experimental.

A análise numérica das vigas mistas parcialmente revestidas é apresentada detalhadamente no *Capítulo 5* e foi realizada com o objetivo de simular numericamente o comportamento das vigas mistas ensaiadas visando posteriores análises paramétricas. Neste capítulo é apresentada uma breve descrição de modelagens numéricas utilizando o pacote computacional DIANA®. Em seguida, é apresentada a modelagem numérica do modelo físico ensaiado, descrevendo todas as etapas da modelagem como: propriedades dos materiais e elementos finitos adotados. Por fim, são apresentados e discutidos os principais resultados numéricos obtidos nesta etapa.

Posteriormente, no *Capítulo 6*, os resultados experimentais deste trabalho são confrontados com aqueles obtidos por De Nardin & El Debs (2009), com aqueles advindos da simulação numérica e com as recomendações de dimensionamento propostas a partir das normas técnicas nacionais e estrangeiras descritas no Capítulo 3. Os resultados experimentais relativos à capacidade resistente das vigas mistas parcialmente revestidas também serão comparados com aqueles obtidos a partir da aplicação de modelos de cálculo propostos por outros pesquisadores.

As comparações realizadas no Capítulo 6 e os resultados delas obtidos serão utilizados para elaborar as conclusões pertinentes, as quais são apresentadas no *Capítulo* 7 as conclusões.

2 Estado da Arte

Neste capítulo é apresentada a revisão bibliográfica dentro dos objetivos deste trabalho. Inicialmente é feita uma abordagem sobre vigas mistas parcialmente revestidas, inserida no contexto de conceitos, tipologias e interação aço-concreto. Dentro dessa abordagem discute-se a contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas mistas e os modos de ruptura em vigas mistas revestidas. Por fim, são citados alguns estudos abordando a análise numérica de elementos mistos de aço e concreto, destacando as estratégias e as características dos elementos finitos e/ou elementos peculiares aos pacotes computacionais utilizados

2.1 Vigas mistas parcialmente revestidas

Há registros de utilização de piso misto de pequena altura no Reino Unido em 1845, quando foi utilizado um sistema em que arcos de pedra eram integrados a vigas de ferro (Paes, 2003). A combinação entre diferentes tipos de vigas e lajes tem dado origem a diversos sistemas construtivos para pisos mistos de pequena altura, sendo a principal característica a sua aparência compacta, fruto do embutimento de parte da viga de aço no concreto (Ju & Kim, 2005), de onde surgem as vigas total ou parcialmente revestidas.

2.1.1 Comportamento misto

Como o comportamento misto é a principal preocupação no caso das vigas parcial ou totalmente embutidas no pavimento, muitos pesquisadores têm se dedicado a estudar formas de promovê-lo. Dentre as inúmeras possibilidades, o conector tipo pino com cabeça é o dispositivo mecânico mais utilizado para promover o comportamento misto aço-concreto, mas é preciso procurar posições alternativas para utilizá-lo nas vigas revestidas. Dentro deste contexto, alguns trabalhos têm sido realizados visando avaliar a influência da posição do conector sobre o comportamento misto e capacidade resistente à flexão. Por exemplo, no

trabalho realizado por Bernuzzi & Zandonini (1996) foram avaliadas vigas constituídas por perfis de aço de seção assimétrica e forma de aço apoiada na mesa inferior (Figura 2-1a). Duas situações foram avaliadas: conectores na posição convencional e em ambas as mesas sendo que estes últimos foram distribuídos apenas na região de momento negativo. Para a situação de momento fletor negativo e interação total, os conectores na face interna da mesa inferior não contribuem de forma significativa para aumentar a capacidade resistente ou a rigidez das vigas mistas (Bernuzzi & Zandonini, 1996).

É possível eliminar a mesa superior da viga de aço fazendo o concreto responder pelos esforços de compressão (Figura 2-1e). Nesta situação, o comportamento misto pode ser obtido com furos na alma, localizados próximo ao seu topo e que são ocupados pelas barras de armadura e pelo concreto em estado fresco; ambos promovem o comportamento misto no elemento resultante. A presença da mesa superior não tem grande influência sobre os valores de capacidade resistente à flexão e escorregamento aço-concreto (Klaiber e Wipf, 2000) – Figura 2-1e.

Soldados horizontalmente às faces da alma da viga (Figura 2-1b), os conectores podem levar o elemento misto a atingir sua capacidade resistente por fendilhamento do concreto (modo de falha predominante), pela associação entre fendilhamento do concreto e arrancamento dos conectores ou por arrancamento dos conectores, sendo que os dois últimos provocam perdas significativas de ductilidade. O fendilhamento da laje de concreto é ocasionado por baixas taxas de armadura ou porque os conectores foram posicionados muito próximos à superfície da laje (Breuninger, 2001). Conectores horizontais estão sujeitos predominantemente a forças de cisalhamento longitudinal, que se concentram na região do conector e devem ser distribuídas na altura da laje. As forças de tração produzem dois efeitos no concreto: o fendilhamento com fissuras paralelas à chapa de aço (que funciona como forma) e a expansão; a abertura das fissuras pode ser limitada pela colocação de estribos verticais.



Figura 2-1 – Disposição de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça e de barras de aço

Já para Dipaola et al (2006), em vigas de aço revestidas com concreto, o comportamento misto pode ser atribuído apenas à aderência natural aço-concreto (Figura 2-1d). Na ausência de momento fletor, o cisalhamento vertical é resistido apenas pela alma

do perfil de aço, pois a contribuição do concreto é inexpressiva. Existindo momento fletor e não havendo conectores de cisalhamento, a transferência de esforços entre os componentes depende, essencialmente, das parcelas de aderência correspondentes à adesão e ao atrito.

Parâmetros como: resistência do concreto; espessura da laje; espaçamento, diâmetro e comprimento dos conectores; quantidade, diâmetro e configuração dos estribos têm influência sobre a capacidade resistente quando os conectores são horizontais. Contudo, os aspectos mais importantes são a armadura da laje, a distribuição dos estribos e, principalmente, sua interseção com a armadura longitudinal, que funciona como ancoragem para as fissuras.

A influência das barras de aço na capacidade resistente de vigas mistas parcialmente revestidas será estudada a seguir e com mais detalhe no *Capítulo 3*.

2.1.2 Contribuição das barras de armadura para a capacidade resistente de vigas mistas

A utilização de barras de armadura é uma forma interessante de promover o comportamento misto. Alguns resultados mostraram que elevadas taxas de armadura não dispensam a utilização de conectores horizontais na alma do perfil de aço para promover o comportamento misto (Kindmann et al, 1993).

No caso das vigas revestidas ou parcialmente revestidas, até o início da década de 1990, normatizações como o Eurocode 4 não levavam em conta a armadura no concreto localizado entre as mesas das vigas de aço no cálculo da capacidade resistente à flexão e da flecha.

Ensaios realizados nos anos de 1991 e 1992, na Universidade de Bochum, Alemanha, indicaram a contribuição do concreto armado existente entre as mesas, para o momento fletor resistente, força cortante resistente e para a flecha de vigas parcialmente revestidas. Em função dos resultados desses ensaios, foram propostos métodos de cálculo que levam em conta o incremento da capacidade resistente à flexão e ao cisalhamento e da rigidez à flexão, atribuído ao concreto armado (Kindmann et al, 1993).

De acordo com Kindmann et al (1993), as vigas mistas parcialmente revestidas, de vãos pequenos, apresentam acréscimo de aproximadamente 22% na capacidade resistente ao cisalhamento devido às armaduras. Para grandes vãos, a força máxima resistente é

limitada pela flecha, resultando em acréscimos da ordem de 29%. Para vãos muito grandes, o modo de falha é governado pelo momento fletor e o aumento da capacidade resistente à flexão devido às armaduras pode atingir 24%.

Weng et al (2002) realizaram um estudo experimental cujo enfoque foi o estudo da ruptura de vigas mistas revestidas onde predomina o esforço de cisalhamento. Ao todo, nove modelos em escala real foram confeccionados e ensaiados. Dos resultados obtidos foi proposto um método para estimar o modo de ruptura de vigas mistas revestidas, cuja correlação com os resultados experimentais foi bastante satisfatória.

Em Weng et al (2002) resultados de ensaios indicaram que a utilização dos conectores de cisalhamento na mesa da viga de aço tem efeito positivo na prevenção da falha por cisalhamento de vigas mistas, sobretudo quando a razão entre a mesa de aço e a largura da seção de concreto é grande. Porém, para as vigas que atingiram a ruína por flexão, a adição de conectores de cisalhamento pouco contribuiu para a capacidade resistente à flexão. Isto indica que os conectores de cisalhamento são eficientes apenas para aumentar a resistência da interface aço-concreto ao deslizamento. Uma vez que o deslizamento não ocorre, a utilização dos conectores fica dispensada.

Nakamura & Narita (2003) sugerem um novo tipo de ponte mista aço-concreto cujo sistema estrutural utiliza a viga mista parcialmente revestida como viga principal (Figura 2-2). Barras de armadura foram soldadas às mesas superior e inferior da viga de aço e a região entre as mesas foi preenchida com concreto. A partir de ensaios de flexão e cisalhamento foi constatado que a capacidade resistente à flexão da viga parcialmente revestida resultou 2,08 vezes maior que a verificada para vigas mistas convencionais e a resistência ao cisalhamento correspondeu a 2,98 vezes a resistência da viga convencional.



Figura 2-2 - Ponte de viga I mista parcialmente revestida (Nakamura & Narita, 2003)

42

Ainda de acordo com os resultados de Nakamura & Narita (2003), quando as barras de armadura longitudinal e transversal não foram soldadas às mesas, a capacidade resistente à flexão diminuiu ligeiramente, mas continuou superior àquela obtida nas vigas I convencionais; neste caso, o valor obtido superou em 1,75 vezes o valor correspondente à viga usual. O revestimento com concreto, da viga de aço já submetida à flexão e com deformações instaladas, aumentou em 1,89 vezes a resistência a flexão da viga I se comparada à viga não deformada. Com isso, ficou evidenciada a viabilidade de empregar tal sistema no reforço de vigas fletidas.

Posteriormente, foi desenvolvido outro sistema estrutural de viga mista em que a mesa superior do perfil foi suprimida com o objetivo de melhorar a eficiência construtiva. Esse sistema foi denominado *Technical, Economical,* and *Convenient* (TEC) *Beam System*. No sistema de viga TEC, mostrado na Figura 2-3b, a mesa superior de uma viga mista convencional é removida e o conector de cisalhamento na posição horizontal, na alma, substitui o conector de cisalhamento vertical posicionado sobre a mesa superior. De acordo com a Figura 2-3, a redução na altura da viga TEC é, pelo menos, metade da espessura da laje, comparada com a viga mista clássica. O concreto pré-moldado entre a laje e a mesa inferior é usado como proteção contra incêndio e elemento resistente à compressão, na região de momento negativo (Ju & Kim, 2005).



Figura 2-3 - Comparação entre (a) viga mista clássica e (b) viga TEC

Em Wang et al (2009), investigações experimentais foram conduzidas para investigar o comportamento à flexão de dois modelos de viga mista de pequena altura (Figura 2-4) sob carregamento estático. Baseado nos resultados experimentais foram propostas expressões para cálculo do momento resistente e da rigidez à flexão na região de momento negativo. Combinadas com as expressões existentes para cálculo de momento positivo, também foram desenvolvidas fórmulas de cálculo da rigidez equivalente e para o método de projeto. A viabilidade das fórmulas propostas e do método de projeto foi verificada pelos resultados experimentais. Para o desenvolvimento dessas fórmulas, foram assumidas algumas hipóteses fundamentais que são essenciais para o bom entendimento e investigação da estrutura.

As hipóteses fundamentais adotadas em Wang et al (2009) para o cálculo do momento fletor positivo de viga mista de pequena altura foram: tensão de compressão uniformemente distribuída no concreto; escorregamento entre aço e concreto desprezado; e concreto na região tracionada, assim como os estribos, desprezados.



Figura 2-4 - Seção de viga mista (Wang et al, 2009)

Alguns aspectos encontrados na literatura e considerados de maior relevância são apresentados no *Capítulo3*, na forma dos seguintes itens: momento fletor e esforço cortante.

2.1.3 Modos de ruptura

Os modos de falha ou modos de ruptura ocorrem de diversas formas nas estruturas, porém se busca dimensionar estas de forma que, caso sejam levadas ao limite de solicitação, rompam de maneira dúctil e não de maneira frágil.

Weng et al (2002) observou e classificou os modos de falha ocorridos em vigas mistas revestidas em dois tipos comuns em elementos fletidos: a) ruptura por cisalhamento, caracterizado por fissuras horizontais ao longo da interface entre a mesa de aço e o concreto (Figura 2-5a); b) ruptura por flexão, cujas características são semelhantes àquelas observadas na falha por flexão de vigas de concreto armado (Figura 2-5b).





(a) Modo de ruptura por cisalhamento(b) Modo de ruptura por flexãoFigura 2-5 - Panorama de fissuração de vigas revestidas com concreto (Weng et al, 2002)

De Nardin & El Debs (2009) realizaram ensaios de vigas parcialmente revestidas utilizando controle de deslocamento e aplicação de forças estáticas. Desse ensaio foram obtidos valores de força máxima, momento máximo, flecha máxima e escorregamento açoconcreto. As vigas ensaiadas romperam por flexão e na Figura 2-6 é mostrado o panorama final de fissuração das vigas parcialmente revestidas.

De Nardin & El Debs (2009) relata que a fissuração originou-se no trecho de cisalhamento constante com disposição quase vertical. À medida do aumento de carga na viga, a fissuração propagou-se para o apoio tornando-se horizontal e paralela na interface entre o volume de concreto e a face superior da mesa inferior da viga de aço, o que evidencia uma possível perda completa de interação aço-concreto nesse último estágio.

Por fim, em Wang et al (2009) é mostrado que a rigidez da viga revestida tem grande dependência da rigidez na zona de momento negativo; os estudos mostraram que, no estado limite último, armaduras, mesas e grande parte da alma dos perfis de aço atingiram a plastificação total, rótulas plásticas se formaram nas extremidades das vigas e no meio do vão, caracterizando a formação de um mecanismo de falha.





a) Viga 1









c) Viga 3

Figura 2-6 - Panorama final de fissuração das vigas revestidas com concreto (De Nardin & El Debs, 2009)

2.2 Simulações numéricas em estruturas mistas

A análise numérica de estruturas mistas aço-concreto deve ser feita com bastante cuidado e critério, como para qualquer análise numérica. Sendo assim, é importante considerar todos os fatores relevantes ao comportamento desses materiais. Dentre estes fatores, merecem destaque: comportamento à tração e à compressão do concreto; ductilidade; aderência; interação aço-concreto (tipos de conectores de cisalhamento e/ou aderência); não-linearidade dos materiais; fissuração do concreto e modos de ruptura.

Na simulação numérica de elementos mistos de aço e concreto, o procedimento mais comum é representar os elementos estruturais via método dos Elementos Finitos.

As estruturas mistas têm sido estudadas intensamente e de maneira abrangente no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP. A seguir, com o objetivo de descrever as metodologias adotadas para simular numericamente o comportamento de elementos mistos, são citados alguns estudos abordando a análise numérica, principalmente de elementos mistos de aço e concreto, desenvolvidos nesse departamento.

O primeiro estudo de elementos mistos neste departamento, incluindo a análise numérica de elementos mistos foi conduzido por Klinsky (1999), que estudou pontes com vigas mistas. A análise via elementos finitos foi realizada com o objetivo de verificar a influência das seguintes variáveis: presença de elementos de contraventamento, espessura da laje, vão e posição da carga móvel na seção transversal em relação à distribuição de cargas nas vigas mistas de pontes.

Depois desse trabalho seguiram-se vários outros abordando a análise numérica de estruturas mistas. Em Tristão (2002) tem-se um estudo sobre a modelagem numérica de ensaios tipo "Push-out", visando a análise do comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas de aço e concreto. Nesse estudo foi proposto um modelo numérico tridimensional, inspirado no modelo físico empregado para o ensaio tipo "Push-out" recomendado pelo EUROCODE 4. A simulação numérica foi realizada por meio da utilização do código computacional ANSYS, versão 5.7.

Encontra-se, em Figueiredo (2004), um estudo teórico e experimental sobre ligações mistas viga-pilar. Nesse trabalho foram estudados modelos numéricos para análise do comportamento da ligação mista. O objetivo do estudo numérico foi conceber um modelo numérico simplificado utilizando o programa ANSYS, que permitisse a análise do comportamento da ligação entre elementos de aço considerando a presença da laje de concreto.

Dentro deste contexto, Figueiredo (2004) iniciou seus estudos com o desenvolvimento de um modelo numérico simplificado, representativo de ligações em aço. Nestes, os perfis de aço (mesas e almas) de pilares e vigas e a chapa de extremidade, são representados por elementos de casca, e os parafusos são representados por molas cujo comportamento força-deslocamento foi obtido experimentalmente. Finda esta primeira etapa e constatada a boa correlação entre resultados numéricos e experimentais foi inserida a laje de concreto, representada por um elemento finito sólido ao qual são associadas todas as características do concreto e uma taxa de armadura. Também é possível desprezar o concreto que está na região tracionada, considerando a fissuração nos primeiros estágios de carregamento e representando apenas a armadura de aço por elemento de viga.

Posteriormente Tristão (2006) trabalhou com a análise teórica e experimental de ligações viga mista – pilar de extremidade com cantoneiras de assento e de alma. Nesse trabalho foi desenvolvido um modelo numérico utilizado no estudo do comportamento das ligações mistas com cantoneiras de alma e de assento, como também das ligações mistas com chapa de extremidade. O objetivo da elaboração do modelo foi adotar procedimentos que tornassem viável a análise de qualquer configuração de ligação e carregamento. Esse modelo foi desenvolvido no pacote computacional ANSYS, com o auxílio de um software específico para pré-processamento denominado TRUEGRID, para possibilitar ganho de produtividade na fase de construção da malha de elementos finitos.

Em seguida, Kotinda (2006) desenvolveu um estudo envolvendo a modelagem numérica de vigas mistas simplesmente apoiadas com ênfase no estudo da interface lajeviga. O objetivo desse trabalho foi desenvolver uma estratégia de modelagem que permitisse simular, de maneira satisfatória, o comportamento estrutural de vigas mistas açoconcreto, com foco na consideração e representação da interface entre laje de concreto e viga de aço. Nesse trabalho também foi utilizado o software ANSYS, versão 8.0, no qual foi desenvolvido uma estratégia de modelagem que dispensa o conhecimento dos parâmetros representativos da interface aço-concreto oriundos dos ensaios tipo "Push-out", sendo necessário apenas conhecer as dimensões geométricas e características constitutivas dos conectores.

Mais recentemente, David (2007) realizou uma investigação teórica, numérica e experimental abordando conectores de cisalhamento, vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Como nos casos anteriores, a análise numérica foi realizada por meio do código de cálculo ANSYS. O objetivo da modelagem era propor uma estratégia que representasse, de maneira satisfatória, o comportamento das vigas ensaiadas no programa experimental da mesma autora, para avaliar o comportamento em regiões não instrumentadas.

Os modelos numéricos resultantes do estudo de David (2007) são constituídos pelos seguintes conjuntos de elementos: laje de concreto, viga de aço, conectores de cisalhamento, armadura, par de contato na interface laje-viga, blocos de EPS e molas. Cada conjunto foi discretizado separadamente, de forma que os nós da interface coincidissem entre si e fosse possível o acoplamento desses conjuntos por meio dos nós coincidentes.

No mesmo ano, Ferrari (2007) desenvolveu um modelo numérico bidimensional nãolinear para simular o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido ao substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho. O uso de estratégia de modelagem bidimensional é bastante interessante em caso de modelo de vigas, pois o tempo de modelagem e processamento é bastante reduzido em comparação à modelagem tridimensional e é possível obter resultados satisfatórios.

Farias (2008) realizou um estudo teórico-experimental visando avaliar o efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido. Devido às características da simulação numérica realizada por Farias (2008) e considerando a utilização do código de cálculo DIANA®, esse trabalho será exposto a seguir de maneira um pouco mais detalhada. Trata-se do primeiro trabalho no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP a utilizar o software DIANA® para simular numericamente o comportamento de elementos mistos.

Ao longo da análise numérica feita por Farias (2008), foram feitos testes iniciais a fim de calibrar o modelo numérico e facilitar a compreensão do comportamento da ligação em estudo. Como passo inicial foi definido que seria desenvolvido um modelo plano simples para o pilar misto preenchido, com o intuito de verificar o comportamento da aderência açoconcreto neste elemento. Para a modelagem da aderência, Farias (2008) utilizou um elemento de interface entre aço e concreto, caracterizando a transferência de tensões e o deslizamento relativo por meio de curvas "Bond-slip". Farias (2008) também utilizou elementos sólidos, elementos de casca, de viga e elementos de interface.

Os elementos sólidos geralmente apresentam um alto custo computacional devido ao tamanho da matriz de rigidez e à necessidade de um bom refinamento da malha para obter soluções adequadas, devendo ser utilizados apenas onde não é possível empregar elementos menos robustos. Vale lembrar que os elementos sólidos apresentam apenas deslocamentos nodais como graus de liberdade nos nós.

Em Farias (2008) na modelagem da laje de concreto, do núcleo de concreto do pilar preenchido e da chapa de extremidade foi utilizado o elemento sólido HX24L, que consiste em um elemento finito isoparamétrico, de 8 nós, com aproximação linear para os deslocamentos.

Farias (2008) utilizou o modelo constitutivo "Total Strain Crack Model" para o concreto, e o modelo elasto-plástico perfeito com o critério de Von-Misses para o aço.

Os resultados do modelo numérico quando confrontados com os resultados experimentais foram bastante satisfatórios, principalmente nas etapas iniciais de carregamento.

No concreto ocorre um fenômeno conhecido como amolecimento ou "strainsoftening". Esse fenômeno é percebido pela redução da capacidade resistente, tanto na tração quanto na compressão, com o acréscimo da deformação após atingir o valor de pico. Este efeito ocorre em regiões localizadas, sendo utilizada a teoria da mecânica da fratura para considerar isto no software DIANA®.

Na biblioteca do DIANA® existem elementos que permitem simular o comportamento das armaduras. Esses elementos são denominados Embedded reinforcements, não possuem nós e funcionam como enrijecedores dos elementos finitos aos quais estão conectados ("mother elements"). Desta forma, estes elementos não possuem graus de liberdade e seu comportamento é habilitado na direção axial da armadura. A aderência entre a armadura e o concreto é considerada perfeita, apenas com a inclusão de elementos de interface é possível considerar que a aderência não é perfeita. Com o "Embedded reinforcements" é possível a inclusão de não-linearidades no comportamento das armaduras como plastificação e o encruamento do aço.

Por fim, Araujo (2009) realizou um estudo experimental e numérico sobre a transferência de forças de cisalhamento em ligações viga - pilar misto preenchido. Nesse estudo visou-se a obtenção de dados de comportamento da interface aço-concreto e do mecanismo de transferência de forças de cisalhamento, aplicado à região de ligação vigapilar, sendo a análise numérica uma forma de validar os resultados experimentais e permitir novas comparações numéricas.

Na análise numérica, em Araujo (2009), foi utilizado, também, o código computacional DIANA®. Para simplificar o processamento, para todos os modelos utilizouse o plano de simetria. Foram modelados o núcleo de concreto do pilar misto, os parafusos, a chapa de ligação, o elemento de reação, elemento de aplicação do carregamento e o perfil de aço. Para o perfil de aço foi utilizado um modelo de casca (CQ40F) na sua modelagem e para os outros componentes um elemento sólido (CHX60).

3 Modelos de Cálculo

Até a década de 80, o dimensionamento de vigas mistas era feito pelo Método das Tensões Admissíveis, onde os valores extremos das tensões solicitantes eram comparados com valores admissíveis.

Em seguida, algumas normas começaram a adotar um novo procedimento de cálculo com base no Método dos Estados Limites (NBR 8681). De acordo com David (2007), esta nova metodologia estabelece condições de colapso da estrutura, baseado em critérios de resistência última ou instabilidade, citando-se a hipótese de plastificação da seção e através de critérios do Estado Limite de Serviço (ELS), determinado por um limite de deslocamento excessivo.

Neste capítulo são apresentados alguns critérios para o dimensionamento de vigas mistas parcialmente revestidas encontrados nas normas brasileiras, européias e norteamericanas. Com o intuito de fornecer maior esclarecimento sobre o assunto, também é mostrado, de maneira sucinta, algumas referências normativas para o dimensionamento no estado limite último de vigas mistas revestidas e vigas mistas convencionais.

3.1 Dimensionamento de vigas mistas revestidas

Neste item é apresentado o dimensionamento de vigas mistas revestidas dando-se destaque para o dimensionamento ao cisalhamento.

3.1.1 Momento resistente

De acordo com o AISC-LFRD:2005, o momento resistente de uma viga mista revestida pode ser determinado adotando os seguintes métodos:

a) A superposição das tensões elásticas na seção mista, considerando os efeitos de escoramento, para o estado limite de deformação com coeficiente de redução de 0,90;

 A distribuição plástica de tensões no perfil, para o estado limite de deformação com coeficiente de redução de 0,90;

c) E, se a viga mista revestida possui conectores de cisalhamento e o concreto atende aos requisitos do item 11.2 da referida norma, o momento resistente pode ser concebido baseado na distribuição plástica de tensões na seção mista com coeficiente de redução de 0,85.

3.1.2 Cortante resistente

A ruptura por cisalhamento pode ocorrer antes que uma viga atinja a capacidade resistente à flexão. Para prevenir esse tipo de falha, a viga deve ser projetada com capacidade resistente ao cisalhamento $(V_{ss})_n$ suficiente para resistir à força cortante horizontal V_h transferida na interface da mesa de aço com o concreto. (Weng et al, 2002). Para atender a essa condição, é necessário que:

$$(V_{ss})_n \ge V_h \tag{3.1}$$

Para estimar a força cortante horizontal (V_h) Weng et al (2002) propõem considerar distribuição plástica de tensões na seção mista, distribuição também empregada pelo AISC-LRFD:1999.



Figura 3-1 - Distribuição das tensões plásticas na viga mista

Como mostrado na Figura 3-1, a linha neutra plástica (LNP) de uma viga mista revestida pode estar localizada em duas posições distintas: (1) LNP na região de concreto comprimido; e (2) LNP na seção de aço. Se a LNP estiver localizada na região de concreto,

a magnitude da força de compressão ($0,85f_{ck} \times B \times d_f$) será maior que a de tração, que é dada por ($A_s \times f_{vs}$).

Do contrário, a parcela $(0,85f_{ck} \times B \times d_f)$ será menor que $(A_s \times f_{ys})$ e a LNP estará localizada na seção de aço. Assim, a força cortante horizontal ao longo da interface aço-concreto pode ser escrita como segue:

$$V_{h} = A_{s}F_{ys} + A_{r}'F_{yr}$$
(3.2)

Quando,

$$0,85 \times f_{ck} \times B \times d_f > A_s \times F_{vs}$$
(3.3)

Ou

$$V_h = 0.85 \times f_{ck} \times B \times d_f + A_r' \times F_{vr}$$
(3.4)

Quando,

$$0,85 \times f_{ck} \times B \times d_f \le A_s \times F_{vs} \tag{3.5}$$

Sendo:

*F*_{yr}: resistência ao escoamento das barras de aço localizadas na região comprimida;

*F*_{ys}: resistência ao escoamento do perfil de aço;

f_{ck}: resistência à compressão do concreto;

B: largura da viga mista;

d_f: espessura do cobrimento de concreto (

Figura 3-1);

A'r: área das barras de aço localizadas na região comprimida; e

A_s: área do perfil de aço (Weng et al, 2002).

A capacidade resistente ao cisalhamento $(V_{ss})_n$, segundo Weng et al (2002) apud ACI – ASCE Committee 426, 1973) é determinada utilizando a analogia de atrito por esforço cortante de um elemento qualquer de concreto armado. Resultados de ensaios feitos por Weng et al. (2002) considerando o comportamento do atrito por esforço cortante em corposde-prova indicaram que o atrito em uma superfície fissurada com armaduras transversais, perpendiculares ao plano de cisalhamento, pode ser expresso por:

$$V_f = \mu_f \times A_{yf} \times F_{yh} + K_1 \times A_c \le 0, 3 \times f_{ck} \times A_c$$
(3.6)

Sendo:

μ_f: coeficiente de atrito por esforço cortante, tomado como 0,8 para a condição de escorregamento entre superfícies de concreto;

Ayf: área das armaduras transversais que atravessam o plano cisalhamento;

f_{yh}: forças nas armaduras transversais;

 K_1 : constante empírica, tomada como 2,8 MPa para o peso próprio do concreto;

A_c: área da superfície de concreto resistente ao atrito por força cortante.

A primeira parcela da (3.6) representa a força de atrito e a segunda, o esforço cortante transferido pelas irregularidades da superfície e pela ação dos conectores. Empregando tais analogias, Weng et al (2002) assumem que a capacidade resistente ao cisalhamento é expressa por:

$$(V_{ss})_n = \mu_f \times A_{vf} \times F_{vh} + K_1 \times A_{ch} + f_s \times A_{fh}$$
(3.7)

Sendo:

 A_{ch} : área de concreto resistente ao atrito por esforço cortante no comprimento L' (A_{ch} = L' x b');

L': distância entre os pontos de momento máximo e nulo;

b': largura efetiva da seção de concreto resistente ao cisalhamento, tomada como sendo: $(B - b_t)$;

*b*_f: largura da mesa de aço;

 f_s : tensão de aderência entre a mesa de aço e o concreto;

 A_{fh} : área ao longo da interface entre mesa de aço e concreto na distância L', tomada igual a $L' \times b_f$ (Figura 3-2).



Figura 3-2 - Modelo analítico proposto para o cálculo do esforço de cisalhamento resistente na interface mesa e concreto (Weng et al, 2002)

A análise de resultados possibilitou a Weng et al (2002) concluírem que a ruptura por cisalhamento em vigas mistas sem conectores de cisalhamento pode ser evitada com o dimensionamento adequado dos estribos. Este procedimento resulta em vigas com cuja armadura tem a função conferir à viga, capacidade resistente suficiente para resistir aos esforços cortantes horizontais ao longo da interface aço-concreto. Para avaliar a quantidade necessária de estribos, basta substituir a (3.7) na (3.1), resultando:

$$\mu_f \times A_{yf} \times F_{yh} + K_1 \times A_{ch} + f_s \times A_{fh} \ge V_h$$
(3.8)

A (3.8) pode ser expressa como:

$$\mu_f \times \eta \times A_v \times F_{vh} + (K_1 \times b' + f_s \times b_f) \times L' \ge V_h$$
(3.9)

Sendo:

 η : número de estribos na interface entre a mesa de aço e o concreto, tomado igual a *L'/s;*

s: espaçamento entre estribos;

 A_{v} : área da seção transversal das duas pernas de um estribo.

Assim, para evitar a ruptura por cisalhamento é necessário satisfazer a desigualdade a seguir:

$$\frac{A_{v}}{S} \ge \left(\frac{V_{k}}{\mu_{f} \times F_{yh} \times L'} - \frac{K_{1} \times b' + f_{s} \times b_{f}}{\mu_{f} \times F_{yh}}\right)$$
(3.10)

3.2 Dimensionamento de vigas mistas convencionais biapoiadas

Neste item são apresentadas as formulações normativas para dimensionamento de vigas mistas convencionais, segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a norma americana, AISC-LRFD:2005.

3.2.1 Largura efetiva

O sistema de piso com vigas mistas convencionais é concebido de várias vigas "T" paralelas, sendo a mesa larga e de pequena espessura. A hipótese da conservação das seções planas utilizadas no desenvolvimento da teoria geral de flexão de vigas não mais se aplica devido à presença de deformações de cisalhamento no plano da laje de concreto. Essas deformações provocam variação da tensão normal ao longo da largura da mesa. A tensão é maior sobre a viga (σ_{max}) e vai diminuindo à medida que se distancia do plano médio da seção.

Para manter os critérios da teoria geral da flexão, é necessário recorrer à hipótese de considerar vigas equivalentes com mesa de largura efetiva (b_{ef}), uniformizando as tensões.



Figura 3-3 – Distribuição de tensões na laje (David, 2007)

Devido aos diversos fatores que influencia a determinação exata da largura efetiva da laje, as normas de dimensionamento fornecem expressões simplificadas. Para o caso de vigas mistas biapoiadas, a NBR 8800:2008 e o AISC:2005 recomendam que a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

• 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;

• Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;

• Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

3.2.2 Armadura da laje

3.2.2.1 Armadura para controle de fissuração em regiões de momento negativo

De acordo com a NBR 8800:2008, quando houver prejuízo à durabilidade ou à aparência da estrutura, os estados limites de serviço relacionados à fissuração do concreto devem ser obrigatoriamente verificados. Nas vigas mistas convencionais isso ocorre nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade como, por exemplo, junto aos apoios de vigas biapoiadas. Para esse estado limite de serviço, devem-se usar combinações freqüentes de ações.

Na falta de um método mais rigoroso de avaliação dos esforços gerados pela restrição das deformações impostas nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade das vigas, a área mínima da armadura longitudinal de tração para controle de fissuração pode ser calculada pela relação:

$$A_{s} = \frac{kk_{c}\eta f_{ct,ef}A_{ct}}{\sigma_{st}}$$
(3.11)

Onde,

A_{ct} é a área efetiva da laje de concreto (produto da largura efetiva pela espessura);

 η é um coeficiente que depende da massa específica do concreto, dado Q.1.3.4 (anexo Q) da NBR 8800:2008;

k é um coeficiente de correção que leva em conta os mecanismos de geração de tensões de tração podendo, no caso de vigas mistas, ser tomado como 0,8;

 k_c é definido em P.2.2, $f_{ct,ef}$ em P.2.3 e σ_{st} em P.2.4 na NBR 8800:2008.

3.2.2.2 Armadura para controle de fissuração em regiões de cisalhamento

A NBR 8800:2008 afirma que a fissura da laje, causada por cisalhamento, na região adjacente à viga de aço, paralelamente a esta, deve ser controlada por armadura adicional, transversal à viga, a não ser que se demonstre que as armaduras necessárias para outros fins, devidamente ancoradas, sejam suficientes para esta finalidade.

A referida armadura, denominada armadura de costura, deve ser espaçada uniformemente ao longo do comprimento L_m , a distância entre as seções de momento máximo e momento nulo, que seja o momento positivo ou negativo. A área A_s dessa armadura, não pode ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto, por plano de cisalhamento, no caso de lajes maciças ou lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, não sendo, em nenhum caso inferior a 150 mm²/m, devendo ainda atender à condição $V_{Sd} \leq V_{Rd}$. Onde V_{Sd} é o esforço cortante solicitante na seção mista e V_{Rd} é o esforço cortante resistente na seção mista.

3.2.3 Momento resistente

Neste item são apresentadas as formulações da NBR 8800:2008, utilizadas na determinação das tensões por processo elástico simplificado, e para avaliar o comportamento da viga. Onde as tensões no aço e no concreto estão abaixo do limite de proporcionalidade, o método elástico é utilizado para determinar o momento resistente último da seção.

Para seções compactas, com relação $(h/t_w) \le 3,76\sqrt{E/f_y}$, pode ser admitida a plastificação total da seção mista. Esta análise só se aplica aos casos onde não há problemas de instabilidade global ou local. No dimensionamento das vigas mistas, há duas possibilidades para a linha neutra: linha neutra na laje de concreto ou na viga de aço. Além disso, em relação ao grau de interação aço-concreto, o dimensionamento pode ser feito admitindo interação total ou parcial.

Para seções com relação $3,76\sqrt{E/f_y} < (h/t_w) \le 5,70\sqrt{E/f_y}$, o momento fletor resistente deve ser calculado em regime elástico. E, para $(h/t_w) > 5,70\sqrt{E/f_y}$, que representa alma esbelta, não é permitida a consideração da ação mista.

A seguir, estão ilustradas as distribuições de tensões para as situações de interação completa (Figura 3-4) e interação parcial (Figura 3-5) e as expressões para a determinação do momento fletor resistente plástico, sem incluir os coeficientes de ponderação de resistência.



Figura 3-4 – Distribuição de tensões – Interação completa, ABNT NBR 8800:2008.



Figura 3-5 – Distribuição de tensões – Interação parcial, ABNT NBR 8800:2008.

As forças resultantes, oriundas dos esforços de flexão, em uma seção de viga mista compõem o binário tração-compressão: compressão (C_{cd}) na laje de concreto; e tração (T_{ad}) na viga de aço.

Quando a componente de tração no aço é menor que a componente de compressão no concreto, o momento máximo resistente da viga mista é limitado pela capacidade máxima da viga de aço ($T_{ad} = C_{cd}$). Por outro lado, quando a componente de compressão é menor que a componente de tração, o limite será dado pela capacidade máxima da laje de concreto ($T_{ad} = C_{cd} + C_{ad}$).

Nos casos em que a capacidade da conexão de cisalhamento é menor que as capacidades da viga de aço e da laje de concreto, têm-se a interação parcial, que resulta em $C_{cd} = T_{ad} = (F_{sh} + C_s)$, isto é, a resistência à flexão da viga é controlada pela capacidade da conexão de cisalhamento, dada pelo conjunto de conectores.

O índice que permite avaliar o grau de interação entre laje e viga de aço, η_1 , é determinado pela relação entre a capacidade da ligação ($\sum Q_R$) e o valor correspondente à capacidade da viga ou da laje. Quando $\eta_1 \ge 1$ a interação é completa; nos casos em que $\eta_1 < 1$ a interação é parcial.

3.2.4 Cortante resistente

De acordo com o item O.3.1 da NBR 8800:2008, a força cortante resistente de cálculo de vigas mistas de alma cheia deve ser determinada considerando-se apenas a resistência do perfil de aço. Deve-se ter:

$$V_{Sd} \le V_{Rd} \tag{3.12}$$

3.3 Dimensionamento de vigas mistas parcialmente revestidas

Neste item são apresentadas as formulações normativas para dimensionamento de vigas mistas parcialmente revestidas (Figura 3-6), segundo a ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 6118:2003, AISC:2005 e EUROCODE 4:2005.

Primeiro é apresentado o dimensionamento no estado limite de serviço, onde é mostrada formulação para se estimar o deslocamento vertical máximo em uma viga mista parcialmente revestida em sistema de flexão por quatro pontos. Em seguida é explanado o dimensionamento no estado limite último através de verificação de esforço à flexão e ao cortante.

Para o dimensionamento à flexão, são apresentadas formulações baseadas em Kindmann et al (1993), e para o dimensionamento ao cisalhamento são apresentadas formulações inspiradas no conceito, apresentado na ABNT NBR 6118:2003, da soma de parcelas resistentes de cada material (aço e concreto) que compõem uma seção de viga.



1. Figura 3-6 – Viga mista parcialmente revestida

3.3.1 Estado limite de serviço (ELS)

O deslocamento vertical depende, principalmente, da rigidez e do tipo de carregamento aplicado à viga mista. O valor teórico do deslocamento vertical máximo (δ) é obtido por meio de análise elástica apresentada na forma da ((3.13)).



Figura 3-7 - Esquema estático para cálculo de deslocamento – Viga biapoiada.

$$\delta = \frac{Fa}{24(E_a I_3)_{ef}} (3L^2 - 4a^2)$$
(3.13)

$$I_{3} = I_{y} + A_{a} \left(h / 2 - y_{np} \right)^{2} + A_{s} \left(d_{s} - y_{np} \right)^{2} + 1 / n \left[h_{b}^{3} \left(b - t_{w} \right) / 12 + h_{b} \left(b - t_{w} \right) \left(y_{np} - t_{f} - h_{b} / 2 \right)^{2} \right]$$
(3.14)

$$n = E_a / E_c \tag{3.15}$$

Onde:

F: força aplicada;

L: vão da viga;

a: distância entre um dos pontos de aplicação de carga e o apoio mais próximo;

*E*_a: módulo de elasticidade do perfil de aço;

*E*_c: módulo de elasticidade do concreto;

I3: momento de inércia da seção transversal equivalente de aço calculado de acordo com a distribuição plástica de tensões sem considerar a parcela de concreto à tração, contudo considerando a armadura, a parcela de concreto à compressão, e a linha neutra que define a área de concreto não fissurado;

 I_{y} : momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

 y_{np} : posição da linha neutra da seção transversal equivalente de aço, em relação à face superior da mesa superior do perfil, calculada de acordo com a distribuição plástica de tensões sem considerar a parcela de concreto à tração, contudo considerando a armadura, a parcela de concreto à compressão, e a linha neutra que define a área de concreto não fissurado;

A_a: área do perfil de aço;

h: altura do perfil de aço;

A_s: área da armadura longitudinal;

 d_s : posição do centro de gravidade da armadura longitudinal em relação à face superior da mesa superior do perfil de aço;

*h*_b: altura do concreto em compressão.

De acordo com a NBR 6118:2003, as flechas máximas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações, não ultrapassarão 1/300 do vão teórico, exceto no caso de balanços para os quais não ultrapassarão 1/150 do seu comprimento teórico.

3.3.2 Estado limite último

3.3.2.1 Armadura no concreto

A função da armadura no concreto existente entre as mesas de vigas mistas parcialmente revestidas é, principalmente, controlar a fissuração. Por isso, a taxa adotada nos modelos físicos a serem ensaiados corresponde à taxa mínima de armadura, que é definida no item 17.3.5.2.1 da ABNT NBR 6118:2003.

Elementos lineares submetidos à força cortante devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w Ssen\alpha} \ge 0, 2\frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$
(3.16)

Onde:

 b_{w} : largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção, respeitada a restrição indicada no item 17.4.1.1.2 da ABNT NBR 6118:2003;

 α : inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

3.3.2.2 Momento resistente

Para o cálculo do momento fletor resistente são adotadas as seguintes hipóteses simplificadoras: interação total aço-concreto, tensão de compressão uniformemente distribuída no concreto, desprezada a contribuição dos estribos e desprezada a contribuição do concreto tracionado devido à sua ordem de grandeza. Ver Figura 3-8.

Primeiramente, é calculada a posição da linha neutra (y) no perfil I assimétrico através da expressão:

$$y = \frac{0.5 \times \boldsymbol{b}_{1} \times \boldsymbol{t}_{f1}^{2} + \boldsymbol{t}_{w} \times (\boldsymbol{h} - \boldsymbol{t}_{f1} - \boldsymbol{t}_{f2}) \times [0.5 \times (\boldsymbol{h} - \boldsymbol{t}_{f1} - \boldsymbol{t}_{f2}) + \boldsymbol{t}_{f1}] + \boldsymbol{b}_{2} \times \boldsymbol{t}_{f2} \times (\boldsymbol{h} - 0.5 \times \boldsymbol{t}_{f2})}{\boldsymbol{b}_{1} \times \boldsymbol{t}_{f1} + \boldsymbol{t}_{w} \times (\boldsymbol{h} - \boldsymbol{t}_{f1} - \boldsymbol{t}_{f2}) + \boldsymbol{b}_{2} \times \boldsymbol{t}_{f2}}$$
(3.17)

Onde:

*b*₁: comprimento da mesa superior do perfil;

 b_2 : comprimento da mesa inferior do perfil; t_{f1} : espessura da mesa superior do perfil; t_{f2} : espessura da mesa inferior do perfil; t_w : espessura da alma do perfil; h: altura do perfil.

Por conseguinte, é calculada a linha neutra plástica da seção mista (y_p) , a partir do somatório das forças atuantes na seção mista. Ver Figura 3-8.



Figura 3-8 - Forças atuantes na seção parcialmente revestida

Na Figura 3-8 tem-se:

F1: força resultante na mesa superior;

F2: força resultante na mesa inferior;

F3c: força resultante na zona comprimida da alma;

F3t: força resultante na zona tracionada da alma;

F4: força resultante na zona comprimida do concreto;

F5: força resultante de tração na armadura longitudinal.

Conhecida a posição da linha neutra do perfil I, é possível calcular o módulo plástico do mesmo:

$$W_{pl} = W_1 + W_2 + W_{3c} + W_{3t}$$
(3.18)

Onde:

$$W_{1} = b_{1} \times t_{f1} \times \left(y - 0, 5 \times t_{f1} \right)$$
(3.19)

$$W_2 = b_2 \times t_{f2} \times \left(h - y - 0, 5 \times t_{f2}\right)$$
(3.20)

$$W_{3c} = 0,5 \times t_{w} \times (y - t_{f1})^{2}$$
(3.21)

$$W_{3t} = 0,5 \times t_{w} \times \left(h - y - t_{f2}\right)^{2}$$
(3.22)

Assim:

$$y_{p} = \frac{\left(-b_{1} \times t_{f1} + t_{w} \times t_{f1} + b_{2} \times t_{f2} + t_{w} \times h - t_{w} \times t_{f2}\right) \times f_{yd} + \left(t_{f1} \times b_{2} - t_{w} \times t_{f1}\right) \times f_{cd} + A_{s} \times f_{sd}}{2 \times t_{w} \times f_{yd} + (b_{2} - t_{w}) \times f_{cd}}$$
(3.23)

Onde:

 f_{yd} : resistência de cálculo do aço do perfil;

f_{cd}: resistência de cálculo à compressão do concreto;

 f_{sd} : resistência de cálculo do aço da armadura.

Por fim, é calculado o momento fletor resistente da seção mista. O valor do momento resistente é expresso pela somatória do produto da área de cada componente da seção com sua respectiva resistência de cálculo e a distância do seu centro de gravidade até a linha neutra plástica da seção mista (y_p).

$$M_{pl,Rd} = \sum A_{i} \times f_{id} \times d_{i}$$
(3.24)
$$M_{pl,Rd} = \left[W_{pl} + (y - y_{p})^{2} \times t_{w} \right] \times f_{yd} + (b_{2} - t_{w}) \times (y_{p} - t_{f1})^{2} \times 0, 5 \times f_{cd} + A_{s} \times (h - y_{p} - t_{f1} - h_{s}) \times f_{sd}$$
(3.25)

3.3.2.3 Cortante resistente

Inspirado na ABNT NBR 6118:2003, o cálculo do esforço cortante resistente da seção mista é dado pela soma da parcela resistente da alma do perfil de aço e da parcela advinda da porção de concreto armado.

$$V_{Rd} = V_{pl,a,Rd} + V_{cd}$$
(3.26)

A seguir, cada uma destas parcelas será detalhadamente apresentada e discutida.

3.3.2.3.1 Parcela resistente advinda da alma do perfil I

O cálculo desta parcela é feito tomando por base os itens 5.4.3.1.1 e 5.4.3.1.2 da NBR 8800:2008 e considerando K_v = 5, sendo:

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{y}} se \ \lambda \leq \lambda_{p}$$

$$\left(\frac{V_{pl}}{\gamma_{y}}\right) \times \frac{\lambda_{p}}{\lambda} se \ \lambda_{p} < \lambda \leq \lambda_{r}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \left(\frac{V_{pl}}{\gamma_{y}}\right) \times \left(\frac{\lambda_{p}}{\lambda}\right)^{2} se \ \lambda > \lambda_{r}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_{w}}$$
(3.28)

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{k_v \times \frac{E_y}{f_{yk}}}$$
(3.29)

$$\lambda_r = 1,37 \times \sqrt{k_v \times \frac{E_y}{f_{yk}}}$$
(3.30)

$$V_{pl} = 0, 6 \times t_w \times (h - t_{f1} - t_{f2}) \times f_{yk}$$
(3.31)

Onde:

 $V_{pl,a,Rd}$: força cortante resistente de cálculo do perfil;

 V_{pl} : força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

 K_{v} : coeficiente de flambagem por força cortante da alma;

 E_{y} : módulo de elasticidade do aço do perfil.

3.3.2.3.2 Parcela resistente atribuída ao concreto armado

Neste caso, o cálculo da parcela resistente leva em conta os itens 17.4.2.1 e 17.4.2.2 da NBR 6118:2004, por se tratar de uma porção em concreto armado. Foi utilizado o modelo

I da norma mencionada para o cálculo da armadura transversal em elementos lineares de concreto armado, pois, para diagonais de compressão inclinadas de 45°, o modelo II resulta numa armadura transversal muito maior (Barros e Giongo, 2008). Assim:

• Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (V_{Rd2})

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times (b_2 - t_w) \times 0,5 \times d$$
(3.32)

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{25}\right) \tag{3.33}$$

$$d = h - t_{f1} - t_{f2} - h_s \tag{3.34}$$

• Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal (V_{Rd3})

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$
(3.35)

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{sd}$$
(3.36)

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}}}{\gamma_c}$$
(3.37)

$$V_{c0} = 0,03 \times f_{ctd} \times (b_2 - t_w) \times d$$
(3.38)

$$V_c = V_{c0}$$
 (3.39)

Onde:

V_{sw}: parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

 V_c : parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo da treliça;

 V_{c0} : valor de referência para V_c quando o ângulo de inclinação das diagonais de compressão é igual a 45°;

A_{sw}: área da seção transversal dos estribos;

S: espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural.

Força cortante resistente de cálculo no concreto armado (V_{cd})

$$V_{cd} = V_{Rd3} \ se \ V_{Rd2} > V_{Rd3} senão, V_{cd} = V_{Rd2}$$
(3.40)

Devido à geometria da seção mista em estudo, (Figura 3-8), o esforço cortante resistente calculado corresponde à metade da parcela total advinda do concreto armado. Assim:

$$V_{Rd} = V_{pl,a,Rd} + 2 \times V_{cd} \tag{3.41}$$

Devido à geometria da seção mista em estudo, (Figura 3-8), o esforço cortante resistente calculado corresponde

3.4 Considerações finais

As normas técnicas abordam de maneira sucinta o projeto de vigas mistas. Principalmente sobre vigas mistas parcialmente revestidas, somente o EUROCODE 4 comenta o seu dimensionamento de maneira mais direta.

A aplicação destas normas deve ser criteriosa, atentando para seus limites de aplicabilidade.

Quanto às particularidades de cada um dos três tipos de vigas mistas apresentados, nota-se que a viga mista revestida e a viga mista convencional possuem duas e três opções de linha neutra respectivamente. A viga mista parcialmente revestida, sob carregamento, apresenta só uma opção de posição da linha neutra, que é na seção de aço. Ou seja, sempre haverá compressão na mesa superior e tração na mesa inferior do perfil em caso de momento fletor positivo, por exemplo.

Quanto à geometria das vigas mistas, as normas só tratam do dimensionamento com largura efetiva do concreto nas vigas mistas convencionais.

Também não há normas que abordam de maneira criteriosa e detalhada a questão dos tipos de influência que as armaduras do concreto causam nessas vigas. Portanto, as diretrizes apresentadas neste capítulo resultam de adaptações nas recomendações existentes para dimensionamento de vigas mistas parcialmente revestidas utilizando concreto armado.

4 Investigação Experimental

A análise experimental realizada para o estudo da contribuição das armaduras na capacidade resistente à flexão de vigas mistas parcialmente revestidas foi desenvolvida no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC).

Foram estudados 4 modelos físicos que se diferenciam pela presença e pela posição do conector de cisalhamento, e pelo arranjo de armaduras situados entre as mesas do perfil da viga mistas parcialmente revestida.

Neste capítulo são apresentados os modelos físicos estudados. São mostrados os materiais utilizados para a sua confecção, a geometria, os ensaios de caracterização dos materiais componentes e resultados, processo de confecção dos modelos, instrumentação adotada e o ensaio propriamente dito.

A fim de não introduzir variáveis adicionais ao programa experimental e atingir o objetivo principal deste estudo, foram ensaiados modelos físicos com a mesma geometria investigada por De Nardin & El Debs (2009).

4.1 Descrição dos modelos físicos

No estudo realizado por De Nardin & El Debs (2009), três vigas parcialmente revestidas foram submetidas a forças estáticas e, com isto, foi possível determinar a posição mais eficiente para os conectores de cisalhamento e estudar os mecanismos de transferência das forças de cisalhamento na interface aço-concreto. Os três elementos de viga foram submetidos à flexão em quatro pontos, sendo: um modelo (PEB-B) com conectores tipo pino com cabeça soldados na mesa inferior, um modelo (PEB-W) com conectores horizontais na alma da viga e um modelo sem nenhum tipo de conector mecânico (PEB) e no qual a transferência de esforços de cisalhamento se deu apenas pela aderência natural aço-concreto. Este último elemento foi tomado como referência para avaliar a contribuição dos conectores tanto na promoção do comportamento conjunto quanto na capacidade resistente à flexão. Vale destacar que em nenhum destes modelos físicos

foram utilizadas barras de armadura no concreto posicionado entre as mesas da viga de aço.

Partindo desta mesma geometria, configuração dos conectores e esquema de ensaio, utilizados em De Nardin & El Debs (2009), foram acrescentados armaduras longitudinais e estribos, totalizando quatro modelos de viga parcialmente revestida (Figura 4-1). Em relação à armadura longitudinal, que é a variável de estudo aqui contemplada, e que foi posicionada na região tracionada das vigas, duas taxas de armadura foram investigadas:

- Três modelos físicos com armadura longitudinal mínima: 46,3 mm
- Um modelo com armadura longitudinal igual a 4\u00f68,0 mm



Figura 4-1 – Geometria dos elementos ensaiados (dimensões em mm)

Em ambos os casos, foi adotada armadura transversal mínima igual a \emptyset 5,0 mm, posicionados a cada 11,1 cm. Além da armadura longitudinal na região de tração, foi utilizada armadura mínima longitudinal na região comprimida da viga mista parcialmente revestida (4 \emptyset 6,3). Todas as armaduras mínimas foram definidas segundo as recomendações da NBR 6118:2003.

Algumas características dos modelos ensaiados são mostradas na Tabela 4-1.

Elemento	Armadura longitudinal	Conector
PEB-R	4 Ø 6,3	Não
PEB-W-R	4 Ø 6,3	Horizontal, na alma
PEB-B-R	4 Ø 6,3	Vertical, na mesa inferior
PEB-B2-R	4 Ø 8	Vertical, na mesa inferior

Tabela 4-1 - Características principais dos modelos de viga ensaiados

4.2 Esquema de ensaio

Quanto ao esquema de ensaio, foram aplicadas duas forças concentradas monotônicas, distantes 1400 mm entre si, por meio de dois atuadores servo-hidráulicos com capacidade de 500 kN. Na Figura 4-2 são apresentados o esquema de ensaio e alguns detalhes dos apoios, destacando que a distância entre apoios foi de 2800 mm.





Figura 4-2 – Vista geral do esquema de ensaio
4.3 Instrumentação

Quanto à instrumentação, extensômetros elétricos uniaxiais e transdutores de deslocamento foram utilizados para registrar deformações no aço e no concreto e deslocamentos dos elementos Figura 4-3.



Figura 4-3 – Instrumentação dos elementos ensaiados

Em cada modelo foram utilizados 14 extensômetros no perfil de aço e 6 extensômetros nas faces externas do concreto. Duas seções foram instrumentadas: a 350 mm do apoio e no meio do vão (Figura 4-3a). Dois transdutores de deslocamento, foram posicionados nas mesmas seções instrumentadas com extensômetros, com o objetivo de medir os deslocamentos verticais dos elementos ao longo do ensaio. O escorregamento aço-concreto foi monitorado por dois transdutores posicionados horizontalmente nas posições mostradas na Figura 4-3b e denominadas "B".

72

4.4 Confecção dos modelos físicos

Uma vez confeccionados os perfis de aço e as formas, soldados os conectores e confeccionadas as armaduras, os componentes dos modelos físicos encontravam-se prontos para dar início à concretagem.

A concretagem de todos os modelos foi executada em duas etapas, realizadas em dias distintos e com intervalo de três dias: num dia foi concretada uma das faces e, após o endurecimento do concreto, as formas foram removidas, montadas na outra face e feita a concretagem desta. Este procedimento de concretagem é ilustrado na Figura 4-4.



Figura 4-4 – Esquema de concretagem das vigas mistas aço-concreto

4.5 Caracterização dos materiais

Todos os componentes da seção mista foram caracterizados a fim de conhecer algumas de suas propriedades mecânicas. Sendo assim, foram extraídas amostras das mesas e almas dos perfis, das barras de armadura e do concreto.

Em relação aos componentes de aço, o módulo de elasticidade não foi determinado experimentalmente e foi assumido o valor de 205000 MPa, recomendado na NBR 8800:1986. Quanto à resistência a ruptura dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, foi adotado o valor recomendado pelo item A.5.2 da NBR 8800:2008, que é de 345 MPa.

4.5.1 Aço do perfil

Os perfis I esboçados na Figura 4-1 são do tipo soldado e foram confeccionados em aço ASTM-A36.

As propriedades mecânicas de resistência ao escoamento (f_y) e resistência à ruptura (f_u) foram determinadas por meio de ensaios de tração direta, seguindo as prescrições da ASTM A370 (2008) e empregando corpos-de-prova com a geometria mostrada na Figura 4-5. Ao todo, foram extraídas seis amostras do perfil, três da mesa e três da alma, ou seja, três amostras para cada espessura. Dos ensaios de tração resultaram resistência ao escoamento (f_y) de 345,1 MPa e a resistência à ruptura (f_u) de 514,9 MPa, que correspondem à media dos valores obtidos experimentalmente.



Figura 4-5 – Amostras de aço (dimensões em mm)

74

4.5.2 Barras de aço da armadura

Amostras das barras de aço com 80 cm de comprimento para os diâmetros de 8,0 mm, 6,3 mm e 5,0 mm foram ensaiadas à tração para obtenção da resistência ao escoamento (f_{sy}) e da resistência à ruptura (f_{su}). Para cada bitola, foram ensaiadas três amostras, conforme prescrições da NBR ISO 6892 (2002). Os resultados médios são apresentados na Tabela 4-2. Na Figura 4-6 são mostrados alguns detalhes deste ensaio.

AMOSTRA	fsy (MPa)	fsu (MPa)
5,0 mm	700	786,3
6,3mm	551,7	787,7
8,0mm	548	709

Tabela 4-2 – Resultados médios do ensaio de tração em amostras de barras de aço



Figura 4-6 – Ensaio de tração em amostra de barra de aço

4.5.3 Concreto

Algumas propriedades mecânicas do concreto situado entre as mesas do perfil de aço foram determinadas experimentalmente utilizando os seguintes ensaios e corpos de prova:

 Ensaios de resistência à compressão: 6 corpos de prova cilíndricos com 200 x 100 mm.

• Ensaios de resistência à tração por compressão diametral: 6 corpos de prova cilíndricos com 200 x 100 mm.

• Ensaios para a determinação do módulo de elasticidade: 8 corpos de prova cilíndricos com 200 x 100 mm. A norma brasileira NBR 8522:1984 prescreve o método de determinação dos módulos de elasticidade, tangente e secante.

• Ensaios para a determinação da energia de fratura: 8 corpos de prova retangulares de 500 x 150 x 150 mm.

Neste trabalho o módulo de elasticidade utilizado foi o secante, (3.42), medido pela inclinação da reta secante ao diagrama tensão *versus* deformação, definida pelo valor mínimo de tensão igual a 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura do concreto, ou seja:

$$E_{sec,30\%} = \frac{\sigma_{0,3} - \sigma_{inf}}{\varepsilon_{0,3} - \varepsilon_0}$$
(3.42)

Sendo:

 $\sigma_{o,3}$: tensão correspondente a 30% da resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) ;

 $\sigma_{inf.}$ tensão igual a 0,5MPa;

 $\varepsilon_{0,3}$; deformação correspondente a $\sigma_{0,3}$;

 $\varepsilon_{0:}$ deformação específica correspondente à tensão de 0,5MPa.

Para quantificação da energia de fratura (G_f) do concreto foram realizados ensaios de flexão em três pontos, em corpos-de-prova prismáticos (15cm x 15cm x 50cm) com entalhe central reto passante com profundidade nominal de 25 mm e largura de 2 mm, como ilustrado na Figura 4-7. Na realização do ensaio para determinação da energia de fratura, foram adotadas as recomendações da RILEM TC 162-TDF (2002^a), que prescreve o controle do deslocamento de abertura da entrada do entalhe (CMOD). Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia utilizando um

76

equipamento servo-controlado MTS 815 (*Rock Mechanics Test System*). Os valores de G_f foram calculados empregando a equação (3.43), que é recomendada pela RILEM (1985), e o pacote computacional TENAC.

$$G_f = \frac{\left(W_0 + mg.\delta_0\right)}{A_{lig}} \left[N / m\right]$$
(3.43)

Onde:

W_{0:} área contida no gráfico Força versus deslocamento (N.m);

m: massa do corpo-de-prova (Kg);

g: aceleração da gravidade, 9,81m/s²;

- δ o: flecha última (m), registrada quando a força volta a ser nula (=0);
- $A_{lig:}$ área do ligamento, parte da seção transversal medida acima do entalhe (m²).



a) Corpo-de-prova no Laboratório de Mecânica das Rochas



b) Esquema do corpo-de-prova com entalhe reto passante (Ferrari, 2007)



A execução do entalhe tem por objetivo induzir o fraturamento em um plano preferencial e também elevar os níveis de solicitação em todo o material à frente da ponta do entalhe. Assim, durante a solicitação do corpo-de-prova entalhado, a deformação é sempre localizada no plano que contém o entalhe e a dissipação de energia volumétrica (que ocorre predominantemente na fase pré-pico de carregamento) é reduzida.

Na Tabela 4-3 estão apresentados os valores médios de resistência à compressão (f_{cm}) , resistência à tração por compressão diametral (f_{ctm}) , módulo de elasticidade secante (E_{cs}) e energia de fratura (G_{f}) .

Resistência	Resistência	Módulo	Energia
à compressão	à tração	de elasticidade	de fratura
ABNT	ABNT	ABNT	RILEM TC
NBR-5739:1994	NBR-7222:1994	NBR-8522:2003	162-TDF:2002 ^a
fcm (MPa)	fctm (MPa)	Ecs (GPa)	Gf (N.m/m ²)
36,2	2,4	34,0	156,0

Tabela 4-3 – Propriedades mecânicas do concreto

4.6 Resultados experimentais e análise

Os resultados experimentais das quatro vigas parcialmente revestidas ensaiadas sob flexão em quatro pontos são apresentados em forma de gráficos, fotos e tabelas. Acompanhando os resultados, também são tecidas discussões, análises e comparação dos resultados.

4.6.1 Configuração final dos conectores de cisalhamento

A fim de verificar a configuração final dos conectores de cisalhamento, alguns dos modelos de viga foram escarificados, tendo sido removido o concreto no entorno dos conectores. Feito isso, foi possível a análise visual destes conectores e a verificação de que estes se mantinham visualmente intactos e indeformados. Portanto, não ocorreu nenhum dos modos de falha previstos na fase de dimensionamento dos conectores de cisalhamento, quer sejam: ruptura do conector por cisalhamento ou esmagamento do concreto das proximidades. Este fato é constatado pela configuração final dos conectores, mostrada na Figura 4-8.



a) Modelo PEB-B-R: conectores verticais



b) Modelo PEB-W-R: conectores horizontais

Figura 4-8 – Aspecto final dos conectores de cisalhamento

4.6.2 Modo de falha

O modo de falha verificado em todos os modelos de viga parcialmente revestida ensaiados se caracterizou pela flexão com escoamento do perfil de aço na região tracionada, escoamento da armadura à tração e esmagamento do concreto na região comprimida (Figura 4-9). Primeiramente ocorre fissuração do concreto na região tracionada, porém, o que desencadeia o processo de ruptura dos modelos em geral é o escoamento do perfil metálico e da armadura na região tracionada. A Figura 4-13, no item 4.6.6, traz uma visualização mais detalhada do comportamento dos componentes a meio vão da viga.





Figura 4-9 – Aspecto final das vigas mistas parcialmente revestidas ensaiadas

4.6.3 Escorregamento aço-concreto

A medida do escorregamento entre perfil de aço e volume de concreto adjacente é fundamental para avaliar o comportamento conjunto aço-concreto nas vigas mistas parcialmente revestidas ou em qualquer outro elemento misto. Tal escorregamento foi medido por transdutores posicionados nas extremidades das vigas parcialmente revestidas, na zona de tração e os resultados obtidos são apresentados na Figura 4-10, em função da força aplicada. Observa-se que o trecho inicial das curvas *Força aplicada vs. Escorregamento relativo aço-concreto* apresenta comportamento bastante rígido, como era esperado, pois corresponde à parcela de adesão ou aderência química, característica deste estágio de carregamento. Esta parcela de aderência foi superada para uma força aplicada de aproximadamente 25 kN, como mostrado no detalhe da Figura 4-10.





Figura 4-10 - Gráfico comparativo do deslizamento relativo aço-concreto nas vigas ensaiadas

À medida que a força aplicada aumenta, verifica-se que os elementos com conectores de cisalhamento apresentaram comportamento mais rígido que aquele somente com armadura (PEB-R). Em relação aos valores de escorregamento relativo, tomando como parâmetro uma força aplicada de 200 kN, por exemplo, as reduções nos valores de escorregamento nos elementos PEB-B-R, PEB-B-2R e PEB-W-R foram de 64 %, 71% e 62 %, respectivamente, em relação ao escorregamento medido no elemento PEB-R (sem conectores). As vigas com conectores apresentaram comportamento semelhante quanto ao escorregamento aço-concreto, contudo, a viga com conectores horizontais situados na alma (elemento PEB-W-R) apresentou os maiores valores de escorregamento relativo no trecho pós-pico, indicando que ocorreu perda da resistência ao escorregamento nessa fase. Os

resultados de escorregamento também indicam que os conectores verticais na mesa inferior correspondem à posição mais favorável, dentre aquelas investigadas neste estudo, embora as diferenças nos valores de escorregamento não sejam muito expressivas. Este resultado confirma o que foi concluído no estudo anterior, cujos resultados são encontrados em De Nardin & El Debs (2009).

4.6.4 Comportamento Força aplicada vs. Deslocamento vertical

Em relação à flecha medida pelos transdutores verticais posicionados no meio do vão dos modelos físicos, os elementos com conectores verticais ou horizontais apresentaram maior rigidez à flexão, fato constatado pelos menores deslocamentos registrados em relação ao elemento PEB-R (Figura 4-11). No trecho pré-pico, dentre os quatro modelos ensaiados, aqueles com conectores verticais apresentaram maior rigidez que os demais, e o elemento com conector horizontal apresentou rigidez inferior aos demais; fato visível na Figura 4-11, destacando que esta diferença torna-se perceptível para valores de força aplicada superiores a 200 kN. Entretanto, nota-se que os elementos com conectores verticais apresentaram comportamento semelhante, embora a taxa de armadura longitudinal variasse (elementos PEB-B-R e PEB-B-2R, respectivamente), contudo, o elemento com a maior taxa de armadura apresentou maior ductilidade, fato compatível com o aumento da armadura longitudinal e que foi um dos componentes que atingiu a falha por escoamento.



Figura 4-11 - Gráfico comparativo Força por deslocamento vertical a meio vão das vigas

4.6.5 Fissuração

A fissuração do concreto entre as mesas das vigas parcialmente revestidas teve início na região de momento constante, ou seja, no trecho central, para uma força de aproximadamente 42 kN (Figura 4-12). Uma vez iniciada, a fissuração foi se propagando em direção aos apoios. As primeiras fissuras que surgiram foram aproximadamente verticais e, à medida que a força aplicada aumentava, as fissuras se tornavam cada vez mais inclinadas em direção aos apoios. Este panorama de fissuração é absolutamente compatível com o modo de falha observado em todos os modelos ensaiados.



Figura 4-12 – Panorama final de fissuração

4.6.6 Comportamento dos componentes da seção mista

Em relação às deformações nos componentes da seção mista parcialmente revestida, a armadura na região tracionada da seção foi o componente mais solicitado, com exceção do modelo PEB-W-R onde a "alma inferior" foi mais solicitada.

Em relação às deformações nos componentes da seção mista parcialmente revestida, os menores valores de deformação na região tracionada ("mesa inferior" e "alma inferior") foram registrados no modelo PEB-R, sem conectores, e estes valores são de aproximadamente 5 ‰ (Figura 4-13a). O mesmo ocorreu para a região comprimida, mas, neste caso, os valores de deformação são inferiores a 5 ‰.



Figura 4-13 – Deformação axial nos componentes da seção mista parcialmente revestida

Aqueles elementos com conectores na mesa inferior – PEB-B-R e PEB-B-2R – temse, na região tracionada, maiores deformações no elemento com taxa de armadura maior (PEB-B-2R). Comportamento semelhante é observado na região comprimida: maiores deformações axiais no elemento com maior taxa de armadura (Figura 4-13b e 10c). Além disso, o nível de deformação registrado na armadura longitudinal tracionada do elemento PEB-B-2R evidencia uma maior mobilização desta armadura, em relação ao modelo com taxa menor.

No elemento com conectores na alma (PEB-W-R, Figura 4-13d), o nível das deformações se assemelha ao observado no elemento sem conectores (PEB-R), porém, na região tracionada as deformações são maiores no primeiro caso. Outro aspecto interessante é que a deformação na armadura tracionada é muito semelhante à registrada na "alma inferior" e inferior àquela registrada na "mesa inferior". Este comportamento foi observado

somente neste elemento; nos demais, as deformações na armadura são superiores às registradas na "alma inferior", porém, inferiores aos valores registrados na mesa inferior.

4.6.7 Posição da Linha neutra

Na Figura 4-14 é apresentada a posição da linha neutra para cada modelo ensaiado, juntamente com as deformações registradas nos pontos instrumentados nos perfis (mesa superior, alma e mesa inferior) e nas armaduras longitudinais de tração. Tais deformações são apresentadas na seção transversal do meio do vão e considerando quatro níveis de carregamento: 25%, 50%, 75% e 100% da força máxima aplicada a cada elemento.

Da variação da posição da linha neutra verifica-se que, no início do carregamento, a linha neutra situa-se abaixo da meia altura da seção mista (125 mm), o que já era esperado, pois o concreto ainda trabalha em conjunto com a armadura e o perfil à tração. Isto foi verificado para todos os modelos ensaiados. À medida que aumenta o nível de carregamento para 50%, nos elementos com conectores de cisalhamento (PEB-B-R, PEB-B-2R e PEB-W-R), a linha neutra avança em relação à meia altura da viga mista (125 mm). O mesmo não ocorre com o elemento sem conectores (PEB-R), para o qual a linha neutra tende a se afastar da meia altura e se aproximar da mesa inferior. Estas mudanças na posição da linha neutra são explicadas pela associação entre fissuração do concreto e mobilização dos conectores: nos elementos com conectores, há maior mobilização do concreto que no elemento sem tais conectores de cisalhamento.

O afastamento da linha neutra em relação à meia altura da viga mista (125 mm), observado no elemento PEB-R prossegue até que a força aplicada atinja 75% da força máxima. A partir deste valor, a linha neutra tende a se aproximar da posição correspondente a 125 mm. Nos demais elementos, há sempre o afastamento da linha neutra em relação a esta altura de 125 mm. Nos elementos com conectores, desde o início do carregamento, ocorre a mobilização do comportamento conjunto, impulsionado pela combinação armadura + conectores e, por isso, a linha neutra tente a se afastar da altura 125 mm à medida que a fissuração do concreto aumenta, pois, tal fissuração requer que uma maior altura da seção seja tracionada para manter o equilíbrio de forças com a região comprimida. Já no elemento sem conectores, a mobilização do comportamento conjunto ocorre apenas quando as armaduras tracionadas são bastante solicitadas, pois este componente é a única ligação mecânica entre o concreto e o perfil de aço.



Figura 4-14 – Posição da linha neutra para todos os modelos ensaiados

4.6.8 Valores máximos: força aplicada, deslocamento vertical e escorregamento aço-concreto

A caracterização e verificação dos Estados Limites Últimos pressupõe o emprego de coeficientes minorados da resistência dos materiais, coeficientes majorados das ações e combinações adequadas de ações atuantes. No presente estudo, tais coeficientes ponderados e as combinações de ações foram suprimidos.

Elemento	Força máxima (kN)	Momento máximo (kN.cm)	Flecha (mm)	Escorregamento (mm)	Abertura máxima de fissura (mm)
PEB-R	344,1	24085	53,09	5,03	4
PEB-B-R	359,0 (4,35%)	25132	43,43 (-18,19%)	0,71 (-85,88%)	0,65 (-83,75%)
PEB-B-2R	360,7 (4,83%)	25248	51,45 (-3,08%)	0,66 (-86,88%)	0,55 (-86,25%)
PEB-W-R	368,3 (7,03%)	25778	39,70 (-25,23%)	1,83 (-63,62%)	2,5 (-37,50%)

Tabela 4-4 – Valores máximos experimentais

Portanto, aqui não falaremos de Estados Limites Últimos, mas apenas de valores últimos ou máximos que, no caso da força, correspondem à máxima força vertical aplicada em cada um dos pontos de aplicação de força. Os valores de deslocamento vertical máximo no meio do vão (flecha) e escorregamento máximo são correspondentes à força máxima aplicada. De forma bastante simplista, estes valores máximos correspondem ao Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente da viga mista parcialmente

revestida. Neste contexto, valores de força máxima, flecha máxima, escorregamento máximo e abertura máxima de fissura são apresentados na Tabela 4-4. Aqui vale lembrar que o escorregamento máximo foi medido na extremidade da viga, na interface entre o perfil de aço e o volume de concreto posicionado entre as mesas do perfil.

Analisando os resultados de força máxima, verifica-se que a posição dos conectores de cisalhamento e a variação da taxa de armadura longitudinal contribuíram, de forma pouco significativa, para o aumento da capacidade resistente. Acréscimos de 4,4% e 7,0% foram registrados quando os conectores são posicionados na mesa inferior (PEB-B-R) e na alma (PEB-W-R), respectivamente, mantendo a mesma taxa de armadura.

Apesar da pouca variação nos valores de força máxima, quando os conectores são posicionados horizontalmente na alma verifica-se leve ganho de capacidade resistente em relação às demais posições avaliadas. Quando a taxa de armadura da viga com conectores posicionados na mesa inferior é aumentada de 4Ø6,3 para 4Ø8,0 (modelos PEB-B-R e PEB-B-2R, respectivamente), há um acréscimo de apenas 0,4% na força máxima aplicada, mostrando que o aumento da área longitudinal das barras de aço não contribui de forma expressiva para aumentar a capacidade resistente.

Portanto, estes primeiros resultados indicam que a taxa de armadura longitudinal tem pouca influência sobre a capacidade resistente das vigas mistas parcialmente revestidas submetidas à flexão em quatro pontos. Tanto isto é verdade que, na viga mista com conectores horizontais (PEB-W-R) e menor taxa de armadura foi observada maior capacidade resistente – veja Tabela 4-4.

4.7 Influência da armadura longitudinal

A presença da armadura longitudinal nas vigas parcialmente revestidas constitui o principal parâmetro entre os modelos investigados no presente trabalho em relação àqueles investigados por De Nardin & El Debs (2009). Esta variável e sua contribuição para a capacidade resistente e comportamento da viga mista constituem também o principal objetivo do presente estudo, por isso serão analisados detalhadamente aqui.

4.7.1 Capacidade resistente

Os modelos físicos investigados por De Nardin & El Debs (2009) possuem a mesma geometria dos aqui investigados, com ausência de barras de armadura, e pequenas variações nas propriedades mecânicas dos componentes da viga mista. Os principais resultados e características dos modelos de De Nardin & El Debs (2009) são apresentados na Tabela 4-5.

Elemento	Força máxima (kN)	Momento máximo (kN.cm)	Flecha (mm)	Escorregamento (mm)
De Nardin & I	El Debs (2009)			
PEB	288,15	20170,5	18,68	1,87
PEB-B	317,16	22201,0	26,70	2,53
PEB-W	309,10	21637,0	27,36	3,14
Resistência ao escoamento do aço do perfil: f _y =308 MPa Resistência do concreto à compressão: f _{cm} =35,7 MPa.				
Presente trabalho				
PEB-R	344,1	24085	53,09	5,03
PEB-B-R	359,0	25132	43,43	0,71
PEB-B-2R	360,7	25248	51,45	0,66
PEB-W-R	368,3	25778	39,70	1,83
Resistência ao escoamento do aço do perfil: f _y =345,1 MPa Resistência do concreto à compressão: f _{cm} =36,2 MPa.				

Tabela 4-5 – Resultados de De Nardin & El Debs (2009) e do presente trabalho

Para eliminar a influência da resistência dos materiais, será empregada a formulação analítica apresentada no Capítulo 3, da qual é reproduzida a seguir apenas a expressão para o cálculo do Momento fletor resistente.

$$M_{pl,Rd} = \left[W_{pl} + (y - y_p)^2 \times t_w \right] \times f_{yd} + (b_2 - t_w) \times (y_p - t_{f1})^2 \times 0, 5 \times f_{cd} + A_s \times (h - y_p - t_{f1} - h_s) \times f_{sd}$$

Ao dividir os valores dos momentos resistentes experimentais pelos valores analíticos, é eliminada a influência da variação registrada nas resistências de concreto e aço. Feito isso, resultam os valores da Tabela 4-6 e da Figura 4-15.

Tabela 4-6 – Resultados normalizados: De Nardin & El Debs (2009) e presente trabalho

Elemento	Momento máximo experimental (kN.cm) (1)	Momento resistente analítico (kN.cm) (2)	Relação (1) / (2) %
De Nardin & I	El Debs (2009)		
PEB	20171	21743	92,8 %
PEB-B	22201	21743	102,1 %
PEB-W	21637	21743	99,5 %
Presente trab	alho		
PEB-R	24085	25186	95,6 %
PEB-B-R	25132	25186	99,8 %
PEB-B-2R	25248	25697	98,3 %
PEB-W-R	25778	25186	102,4 %



Figura 4-15 – Valores da relação Momento experimental / analítico para os modelos sem armadura e com armadura.

Com base nos resultados da Tabela 4-6 e da Figura 4-15 verifica-se que, em termos de capacidade resistente, quando não há barras de armadura na seção parcialmente revestida (resultados de De Nardin & El Debs, 2009) a posição mais favorável para o conector é estar soldado verticalmente na mesa inferior. Por outro lado, ao acrescentar armaduras de flexão e cisalhamento (presente trabalho), a posição mais favorável para o conector de cisalhamento, pensando apenas em termos de capacidade resistente à flexão passa a ser soldado na alma. Esta posição horizontal combinada com a menor taxa de armadura longitudinal mostrou-se mais eficiente que a posição vertical associada a uma taxa de armadura maior. Ao que estes primeiros e limitados resultados indicam, a combinação armadura longitudinal + conectores horizontais na alma consegue "confinar" de

forma mais eficaz o concreto situado entre as mesas do perfil de aço. Pode ser esta melhor condição de confinamento, a justificativa para a mudança verificada na posição mais favorável do conector se associado a armaduras longitudinais.

Logo, como há exigência de armaduras longitudinais e verticais em volumes de concreto, ainda que estes estejam parcialmente envolvidos pelo perfil I de aço, como ocorre na viga parcialmente revestida, conclui-se, com base nestes primeiros resultados, que o melhor arranjo armadura + conector é: taxa mínima de armadura longitudinal e vertical e conectores horizontais soldados na alma do perfil (PEB-W-R) para a capacidade resistente.

4.7.2 Escorregamento

O escorregamento na interface aço-concreto dá uma medida do comportamento conjunto entre os componentes e também permite avaliar a contribuição da armadura para este fator. Sendo assim, na Figura 4-16a, é apresentada uma visão geral do comportamento Momento vs. Escorregamento, sendo que o momento é expresso pela relação Momento / Momento Máximo Experimental, representado pela sigla Mu. Na Figura 4-16b é apresentado um detalhe do trecho inicial das curvas momento vs. Escorregamento, a fim de facilitar a visualização.



Figura 4-16 - Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Escorregamento

Da observação destes resultados, fica claro que a presença das armaduras longitudinais e transversais limita o escorregamento no trecho inicial do carregamento, como ilustra a Figura 4-16b. Para melhor analisar o nível de escorregamento aço-concreto registrado pelos transdutores horizontais, será tomado o valor 0,1 mm como escorregamento de referência e, para cada um dos elementos ensaiados, será verificada a relação M/Mu correspondente. Tais resultados são apresentados na Tabela 4-7.

Elemento	Relação M/Mu	Força aplicada (kN)
	De Nardin & El De	bs (2009)
PEB	0,28	80,6
PEB-B	0,39	122,9
PEB-W	0,39	119,7
Presente trabalho		
PEB-R	0,31	105,2
PEB-B-R	0,49	176,5
PEB-B-2R	0,53	192,8
PEB-W-R	0,63	232,9

Tabela 4-7 – Relação M/Mu para escorregamento de 0,1 mm

Os valores de força aplicada correspondentes ao escorregamento de 0,1 mm não levam à mesma conclusão obtida em relação à análise da capacidade resistente à flexão. No caso do escorregamento tem-se:

 sem armaduras: a influência da posição dos conectores é muito pequena, tendo sido registrada uma diferença de apenas 2,7 % entre os modelos com conectores na mesa (PEB-B) e na alma (PEB-W), sendo maior no primeiro caso. A relação M/Mu se manteve a mesma para ambas as situações. Vale registrar que, em relação ao modelo sem conectores (PEB), houve aumento da relação M/Mu e da força aplicada;

2) com armaduras: os maiores valores de M/Mu e força aplicada são registrados para conectores situados na alma (modelo PEB-W-R). Vale lembrar que, em termos de capacidade resistente, ou seja, estado limite último, isto também ocorreu. Novamente, aumentar a taxa de armadura longitudinal (modelos PEB-B-R e PEB-B-2R) resultou em um ganho de 8,2 % na relação M/Mu e em 9,2 % na força aplicada, isto tomando o modelo com menor taxa de armadura (PEB-B-R) como referência.

Os resultados da Tabela 4-7 também podem ser visualizados na Figura 4-17.



Figura 4-17 – Valores da relação M/Mu e da Força Aplicada para escorregamento de 0,1 mm

Agora, será analisada detalhadamente a variação do escorregamento. Por exemplo, entre os modelos PEB e PEB-R, ambos sem conectores e diferentes entre si apenas pela presença da armadura longitudinal acrescentada neste último, verifica-se que, nas primeiras fases do carregamento, o comportamento é muito semelhante: no trecho inicial, até M/Mu próximo de 0,3, o modelo com armadura apresenta valores de escorregamento levemente menores (Figura 4-18). Após a relação M/Mu atingir aproximadamente 0,4, o modelo com armadura (PEB-R) passa a apresentar valores maiores e este comportamento segue até que a força última (máxima) seja atingida.



Figura 4-18 – Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Escorregamento: elementos sem conectores

Introduzindo os conectores na mesa inferior (modelo PEB-B) e as armaduras (modelos PEB-B-R e PEB-B-2R) – Figura 4-19 – ocorre, nos modelos com armaduras, uma mudança brusca no comportamento Momento vs. Escorregamento para uma relação M/Mu de aproximadamente 0,35. Já no modelo sem armaduras (PEB-B), esta mudança brusca ocorre para uma relação M/Mu levemente superior a 0,2. Embora tenham sido observados crescimentos bruscos no escorregamento, a partir das relações M/Mu relatadas a pouco, vale destacar que tais escorregamentos são da ordem de 0,05 mm quando passam a ocorrer os ganhos mais acentuados. Novamente, a influência da taxa de armadura não foi significativa para os valores dos escorregamentos relativos aço-concreto.



Figura 4-19 – Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Escorregamento: elementos com conectores na mesa

Por fim, quando são considerados conectores na alma e armaduras, resultam os comportamentos mostrados na Figura 4-20. Assim como no caso dos conectores na mesa inferior, aqui também há um crescimento mais acentuado dos escorregamentos a partir de M/Mu próximo de 0,2 para o modelo PEB-W, sem armaduras. No caso do modelo com armaduras (PEB-W-R), destaca-se um acréscimo mais acentuado a partir de M/Mu próximo de 0,30.

Tomando os modelos com armadura e comparando as relações M/Mu para aqueles com conectores na alma (PEB-W-R) e na mesa (PEB-B-R), tem-se aumento brusco nos escorregamentos do modelo PEB-W-R a partir de 0,30 e de 0,35 para os modelos PEB-B-R e PEB-B-2R.



Figura 4-20 – Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Escorregamento: elementos com conectores na alma

4.7.3 Deslocamento vertical no meio do vão

Os deslocamentos verticais registrados a meio vão das vigas parcialmente revestidas também permitem avaliar a influência das armaduras longitudinais e estribos. Assim, na Figura 4-21 são apresentados os gráficos da relação M/Mu vs. Flecha, na qual se percebe que, em termos de deslocamentos verticais, se tomarmos o mesmo valor para a relação M/Mu, a presença de barras de armadura deixa os modelos mais deformáveis.



Figura 4-21 - Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Flecha

Este comportamento pode ser visualizado detalhadamente seguir, na Figura 4-22. Nesta, percebe-se que, independente da posição do conector ou da taxa de armadura longitudinal (modelos PEB-B-R ou PEB-B-2R), os modelos com armadura são mais deformáveis que aqueles ensaiados por De Nardin & El Debs (2009), cujas regiões entre as mesas são preenchidas por concreto simples.



Figura 4-22 - Relação Momento / Momento máximo experimental vs. Flecha

4.8 Comentários finais

O comportamento de vigas parcialmente revestidas e a eficiência de conectores tipo pino com cabeça e de armaduras longitudinais e transversais na promoção do comportamento conjunto aço-concreto foram avaliados experimentalmente considerando variação na taxa de armadura longitudinal de tração e duas posições distintas para tais conectores: soldados verticalmente na mesa inferior e soldados horizontalmente nas duas faces da alma. Com base nos resultados obtidos e considerando as limitações do programa experimental realizado, algumas conclusões são apresentadas a seguir.

• Em relação à capacidade resistente à flexão, os resultados experimentais mostraram que os conectores soldados horizontalmente são mais eficientes. Isso, provavelmente, se deve ao fato do conector posicionado horizontalmente na altura média da viga trabalhar em conjunto com as armaduras longitudinais, evitando que a linha neutra avance com o aumento da força aplicada, para acima da altura média (125 mm).

 Quanto ao escorregamento aço-concreto e a abertura de fissura, verifica-se que os conectores soldados verticalmente são os mais eficientes dentre os testados, pois apresentaram uma redução no escorregamento e na abertura de fissura de aproximadamente 85%.

 Os quatro modelos investigados experimentalmente apresentaram rótulas plásticas entre a região de carregamento no estado limite último, evidenciando a plastificação das armaduras, mesas e grande parte da alma dos perfis, como também o esmagamento do concreto na região comprimida.

• Quanto ao comportamento global, a presença da armadura e dos conectores torna o comportamento *Força vs. Deslocamento* mais dúctil, aproximando-se a um modelo elasto-plástico perfeito. Mesmo o elemento sem conectores apresentou um comportamento bastante dúctil, mostrando a eficiência da armadura.

Neste estudo inicial, como a diferença de capacidade resistente do modelo PEB-B-R em relação aos modelos PEB-B-2R e PEB-W-R é pequena e como o escorregamento açoconcreto desse modelo é quase nula, este se apresenta como o modelo com melhor desempenho estrutural. Porém, diante da apresentação de uma maior capacidade resistente e maior rigidez global do modelo com conectores posicionados horizontalmente, se torna interessante uma investigação desse tipo de modelo utilizando conectores horizontais posicionados mais próximos à mesa inferior.

Por fim, vale lembrar que foi realizado um número limitado de ensaios e que apenas a influência da presença de um tipo de conector de cisalhamento e um tipo de arranjo de armadura foram avaliados. Sendo assim, as conclusões aqui apresentadas estão fundamentadas apenas na variável analisada. Parâmetros como vão da viga, dimensões da seção transversal, resistência do concreto e interação entre força cortante e momento fletor

96

não foram avaliados e merecem estudos específicos para avaliar sua influência sobre o comportamento de vigas parcialmente revestidas.

5 Modelagem Numérica

A modelagem numérica via elementos finitos tem por objetivo reproduzir, da forma mais real possível, os ensaios experimentais, cujos resultados são utilizados para calibração e validação dos modelos numéricos que, posteriormente, poderão ser empregados em análises paramétricas visando avaliar parâmetros não avaliados na análise experimental.

No presente estudo, por meio do pacote computacional Diana 9.1®, foi desenvolvido um modelo numérico com geometria bidimensional, no qual foi considerada a não linearidade física dos materiais aço e concreto. A geometria do modelo numérico corresponde às vigas ensaiadas com conectores soldados na mesa inferior (elementos PEB-B-R e PEB-B-R2), descritas no Capítulo 4. O passo inicial para validação do modelo numérico foi a simulação numérica do modelo físico PEB-B, que possui conectores de cisalhamento na mesa inferior e foi ensaiada por De Nardin & El Debs (2009). A escolha deste modelo físico para início da simulação numérica se justifica pela ausência de armaduras, fato que simplificou o desenvolvimento inicial da simulação.

A representação do modelo físico por uma modelagem bidimensional teve por objetivo agilizar a fase de processamento sem, contudo, comprometer os resultados por se tratar de modelo de viga. Com esta escolha, o tempo de processamento do modelo bidimensional foi reduzido para 5 minutos, enquanto o processamento de modelos tridimensionais durava várias horas e até mesmo dias.

Contudo, fazer a análise em duas dimensões (2D) implicou em limitações, como a impossibilidade de analisar a influência da posição dos conectores de cisalhamento na viga mista e de modelar a alma do perfil de aço com o mesmo elemento finito utilizado nas mesas do perfil. Para contornar estas limitações do modelo bidimensional foram adotadas algumas estratégias que são mostradas ao longo deste capítulo.

Após várias simulações com diferentes estratégias de modelagem optou-se por simular a interface entre o concreto e o perfil impondo uma condição de interação total entre os materiais, fato que os resultados experimentais já apontavam. A interação total foi dada a partir do acoplamento dos nós coincidentes entre os materiais aço e concreto. Esta decisão justifica-se por tratar-se de uma primeira simulação do problema e, como dito anteriormente,

modelos experimentais apresentaram deslizamento relativo entre aço e concreto de pequena ordem de grandeza.

Mesmo diante dessas limitações, a estratégia adotada para a simulação numérica conduziu a resultados muito próximos dos resultados experimentais, o que tornou possível a extensão desta estratégia de modelagem para uma análise paramétrica, apresentada no final deste capítulo, e que contempla taxas de armadura não investigadas experimentalmente.

Neste capítulo são apresentadas informações pertinentes ao programa DIANA 9.1[®], às dimensões geométricas dos modelos, aos tipos de elementos finitos adotados, às propriedades físicas dos materiais, à malha de elementos finitos, à discretização da geometria do modelo, às condições de contorno e de aplicação dos carregamentos, resultados e conclusões relativas à modelagem numérica.

Adicionalmente, visando agilizar o processo de construção do modelo numérico, foi desenvolvido um algoritmo que é apresentado no APENDICE A.

A análise numérica dos modelos de vigas parcialmente revestidas foi realizada em duas fases. Uma primeira fase, denominada Fase 1, consta da simulação do modelo físico ensaiado por De Nardin (2009) no qual não há barras de armadura. Na Fase 2, foram simulados os modelos ensaiados no presente estudo. Ambas as fases são ilustradas na Tabela 5-1.

Fase	Modelo	
Fase 1	PEB-B	
Fase 2	PEB-B-R	PEB-B-2R

Tabela 5-1 – Fases da Simulação Numérica

5.1 O Programa DIANA[®]

O programa computacional DIANA® vem sendo desenvolvido por engenheiros civis da TNO – Building and Construction Research, na Holanda, desde 1972. É um programa de análise não-linear por elementos finitos altamente avançado e que possui vasta aplicação na engenharia, tendo sido empregado com bastante freqüência nas simulações numéricas desenvolvidas no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, local onde este estudo vem sendo desenvolvido. As áreas mais adequadas para seu uso são: geotecnia, interação solo-estrutura, estruturas de concreto, estruturas de aço e estruturas mista de aço e concreto. Com relação ao material concreto, tal pacote computacional possibilita considerar alguns fenômenos complexos inerentes a este material como: fissuração, comportamento não linear, efeitos do tempo como a fluência e efeitos de temperatura.

O pacote DIANA® possui uma vasta biblioteca de elementos finitos que oferece ao usuário elementos de viga, elementos sólidos, elementos de membrana, de placa, de casca, de contato e de interface.

Como parte deste pacote computacional, há um pré-processador denominado iDIANA, no qual o usuário define geometria, carregamentos, condições de contorno, propriedades físicas e mecânicas dos materiais. As definições de unidades e do modo de trabalho (2D ou 3D) devem ser realizados ao iniciar um novo arquivo. A Figura 5-1 ilustra a interface gráfica do pré-processador iDIANA.

P iDIANA-9.1 - [P:\]			🔳 🖻 🗙
File Edit View Tools Window Help			
X			
Command Browser	New	?	X
È Index			
FILE ASSEMBLE			
↓ ■ANALYSE			
-=310P			
	fodel name:	Create	
		Cancel	
	Analysis selection		
	Analysis program: DIANA	<u> </u>	
	Model type: Structural 2D	•	
		Units <<	
	Units Definition		
	Length: Milimeter	*	
Update Reset	Mass: Kilogram	<u> </u>	
X (Messages V Tabulation) Command Echo	Force: Newton	•	
Run Tine/Date : 16:34:	Time: Second	-	
	*		
FEMVIEW initialisation complete	Temperature:	-	
FEMGEN initialisation complete	diana w		
IDIANA Ready			Univ. of Sao Paulo 23/11/2009 16:36
🛃 Iniciar 💦 Tray Program for Int 📑 (DIANA-9.1 - [P:\]			 3 💆 16:36

Figura 5-1 – Interface gráfica do iDIANA

O iDIANA também permite que o usuário forneça um *script* contendo todos os comandos necessários à criação do modelo numérico. O uso de *scripts* acelera a criação do modelo, como também permite rápidas alterações por meio de linhas de comando.

Terminada a fase de pré-processamento, o usuário cria um arquivo com todas as informações relativas ao modelo e tal arquivo é lido pelo processador DIANA.

Já no pacote computacional de processamento DIANA® o usuário fornece informações relativas ao tipo de análise a ser feita, que pode ser: estática, não-linear física e geométrica, análise modal, análise transiente, dentre outras. A Figura 5-2 apresenta a interface do processador DIANA na qual são feitas tais escolhas.

Anal	ysis setup	22
Workin	ng directory	
Path	C /Leandro-DIANA	
Filos II	le .	
🕢 In	itialize new	
00	pen existing	
Path	diana.tt	
Input o	lata file(s)	
Path	C./Leandro-DIANA/09-	Add
		Remove
	< 3	Ed2
Analys	is .	
Type:	Structural nonlinear	~
	Structural linear static	1
-	Structural eigenvalue	5
	Structural stability	e H
	Structural modal response	
	Structural direct response	1
	Structural nonanear	
	Structural spectral response	
	Balance load combination	

Figura 5-2 – Interface gráfica do DIANA

5.2 Critérios gerais de processamento adotados

Para os dois modelos PEB-B-R e PEB-B-2R foi considerado um plano de simetria, ou seja, apenas metade do modelo físico foi modelada e analisada. Isto permitiu a redução do custo computacional e do tempo de processamento. A representação do modelo numérico com um plano de simetria é ilustrada na Figura 5-3.



f) Geometria completa



O desenvolvimento do modelo numérico estudado consistiu, basicamente, nas etapas enumeradas a seguir.

5.2.1 Geometria

A geometria do modelo estudado foi obtida a partir da criação de pontos, por meio de suas coordenadas no plano xy. Em seguida, foram inseridas as linhas, de forma a tornar possível a escolha do número de divisões da malha de elementos finitos, evitando a divisão "default" do pacote computacional DIANA 9.1®.

Com a inserção dos pontos, também foram criadas as superfícies do modelo.

De modo a facilitar a definição das propriedades dos materiais e a exportação de dados, foram criados SET's, que podem ser definidos como grupos. Na modelagem em

questão, foram criados SET's por tipo de objeto (concreto, mesas do perfil de aço, interface, reação de apoio e forças aplicadas).

5.2.2 Elementos finitos

O modelo numérico proposto foi elaborado a partir do elemento finito sólido CQ16M, disponibilizado na biblioteca interna do código de cálculo DIANA. Esse elemento foi utilizado para simular tanto as mesas do perfil de aço quanto o concreto que preenche a região entre as mesas. Trata-se de um elemento finito quadrático, com oito nós (Figura 5-4-a) e formulação de deslocamentos baseada na interpolação quadrática e integração de Gauss.







Os elementos de interface são capazes de representar o comportamento de uma interface relacionando tensão normal e tensão de cisalhamento nesta interface, com deslizamento relativo nas duas direções. Outras não-linearidades são possíveis de representar com os elementos de interface, como a inclusão do atrito de Mohr-Coloumb e o comportamento "Bond-slip". O elemento finito de interface utilizado foi o CL12I, elemento posicionado entre duas linhas numa configuração bidimensional. O elemento CL12I tem 6 nós e sua representação esquemática encontra-se na Figura 5-4-b.

O software DIANA[®] possui elementos finitos que permitem simular o comportamento das armaduras imersas no concreto. Os elementos de armadura (embedded reinforcements) não possuem nós e funcionam como enrijecedores dos elementos finitos aos quais estão conectados (comumente chamados de "mother elements"). Desta forma, estes elementos não possuem graus de liberdade e seu comportamento é habilitado na direção axial da armadura, que é predominante. A aderência entre a armadura e o concreto é considerada perfeita, podendo ser incluídos elementos de interface para simular a aderência não perfeita

(parcial). É possível a inclusão de não linearidades físicas tais como encruamento e plastificação do aço no comportamento das armaduras.

Como o modelo numérico desenvolvido é bidimensional, verifica-se que a alma do perfil de aço encontra-se situada na mesma região, em corte, que o concreto. Em função desta superposição de materiais, optou-se por representar a alma do perfil como elementos de armadura posicionados verticalmente muito próximos, espaçados de 10 mm, em todo comprimento da viga e com área transversal de 63 mm², correspondendo assim à área real da alma. Dessa forma, os elementos finitos que representam o concreto ficam enrijecidos e, mesmo após atingirem a tensão de tração correspondente à fissuração, continuam a transferir esforços para o restante do modelo. Dessa forma, fica representada a função da alma do perfil que é resistir ao esforço cortante vertical.

5.2.3 Propriedades físicas dos materiais: aço e concreto

5.2.3.1 Concreto

Para o material concreto utilizado foi utilizado o modelo constitutivo "Total Strain Crack Model" do pacote computacional DIANA®. Este modelo constitutivo foi originalmente proposto por Vecchio & Collins (1986).

Tanto no comportamento à tração como na compressão, o material concreto apresenta redução da capacidade resistente com o acréscimo da deformação, isto após atingir o valor de pico; fenômeno conhecido como amolecimento ou "strain-softening". Este efeito de amolecimento ocorre em uma região localizada e o pacote computacional DIANA® considera tal fenômeno a partir da teoria da mecânica da fratura nos modelos de fissuração do concreto.

Neste caso, o software utiliza dois tipos de modelos: o modelo de fissuração discreta e o modelo de fissuração distribuída. O "Total Strain Crack Model" é um modelo de fissuração distribuída, cujos parâmetros de entrada são: energia de fraturamento, comprimento equivalente e largura de banda da fissura. Os modelos com fissuração discreta têm a necessidade da mudança da malha a cada ocorrência de danificação de um elemento finito, impossibilitando que aquele local participe do meio contínuo do domínio do problema, ou seja, descartando totalmente a região danificada pela fissuração. Para o modelo de fissuração distribuída Total Strain Crack Model, o elemento danificado permanece como um meio contínuo, integrando o domínio com as respectivas relações tensão-deformação, sem a necessidade da mudança da malha a cada passo de carga aplicado. Esta característica agiliza a etapa de processamento.

A diferença entre os modelos "Fixed Crack" e "Rotate Crack" está relacionada apenas com a propagação das fissuras. No modelo "Rotate Crack" é permitida a mudança da direção da fissura durante sua propagação, enquanto no modelo "Fixed Crack" isto é possível apenas para uma variação do ângulo de 90 graus.

O software DIANA® permite utilizar diversas leis constitutivas para o modelo "Total Strain Crack Model", tanto no comportamento do material à tração quanto à compressão, sendo que algumas destas aproximações são mais refinadas e podem tornar o modelo mais robusto, porém consumir mais tempo de processamento.

Para o comportamento ao cisalhamento, o modelo pode admitir a redução do módulo de elasticidade transversal após a fissuração por meio da redução da rigidez transversal. Esta redução após a fissuração é opcional, podendo ser completa, constante ou variável. A redução da rigidez é realizada utilizando o coeficiente de redução de rigidez " β " e depende, geralmente, da abertura da fissura. A influência de tal parâmetro é maior em problemas onde a ruptura do modelo ocorre por cisalhamento.

No comportamento à tração, são oferecidos sete modelos pré-definidos pelo software DIANA®, os quais são ilustrados na Figura 5-5.



Figura 5-5 – Modelos constitutivos à tração pré-definidos, disponíveis no Manual do pacote computacional DIANA 9.1® (2005b)

As funções lineares, exponenciais e a formulação de Hordyk são baseadas na energia de fraturamento à tração do concreto (Gf). O conceito de energia de fraturamento

106

pode ser entendido como a energia necessária para produzir um efeito irreversível de dano no material em estudo. Outro parâmetro de importância para tal modelo é o comprimento de banda da fissura, que caracteriza este efeito irreversível num dado elemento finito. Para facilitar o entendimento, a Figura 5-6 mostra graficamente estes conceitos.



Figura 5-6 - Energia de fraturamento

O parâmetro "h" é a largura de banda da fissura do elemento finito e é utilizado para suprir a dependência de malha do modelo. Desta forma, a caracterização do surgimento da fissura e do efeito de dano irreversível pode ser feita no determinado elemento finito. Este parâmetro pode ser fornecido pelo usuário ou calculado automaticamente utilizando o volume do elemento finito. As Equações 5.1 a 5.3 mostram como o parâmetro "h" é calculado pelo software e, a Equação 5.4, como a conversão da energia de fraturamento é calculada para a fissuração do concreto.

$$h = \sqrt{2A_{e}}$$
 - Para elementos bidimensionais de ordem linear (5.1)

$$h = \sqrt{A_{e}}$$
 - Para elementos bidimensionais de alta ordem (5.2)

$$h = \sqrt[3]{V_e}$$
 - Para elementos tridimensionais (5.3)

$$g_f = \frac{G_f}{h} \tag{5.4}$$

Onde:

 A_e = Área do elemento finito

V e= Volume do elemento finito
Assim como ocorre à tração, para o comportamento à compressão, o software DIANA® também oferece sete modelos pré-definidos que podem ser implementados para a consideração ou não do efeito do confinamento lateral no concreto e da expansão lateral do concreto (Figura 5-7).



Figura 5-7 - Modelos Constitutivos à compressão pré-definidos, disponíveis em DIANA 9.1® (2005b)

As funções lineares e exponenciais são baseadas na energia de fratura na compressão do concreto (G_c). Da mesma forma que o parâmetro G_f , G_c caracteriza a energia necessária para a fratura e a ocorrência do dano irreversível na região. A Figura 5-8 exemplifica a energia de fratura na compressão.



Figura 5-8 – Energia de fraturamento e comprimento de banda da fissura

No desenvolvimento dos modelos numéricos deste estudo, foi utilizada para o comportamento à compressão, uma função constante como ilustrado na Figura 5-7b e, para o comportamento à tração, a função exponencial da Figura 5-5c. Somente a função exponencial é caracterizada pela energia de fratura (na tração) e pela largura de banda da fissura. O valor da energia de fratura (G_f) utilizado foi o obtido nos ensaios de laboratório. Quanto ao valor da largura da banda de fissura do elemento finito, foi inserido o valor nulo no IDIANA® (Figura 5-9) para que o próprio programa calculasse utilizando a Equação 5.1.

Dessa maneira, as seguintes propriedades geométricas lineares e não-lineares foram adotadas para o concreto:

- LINEAR: elástico, isotrópico, módulo de elasticidade E=33975 MPa e coeficiente de Poisson v=0,2.
- NÃO-LINEAR: concreto e material frágil (brittle material), total strain rotating crack, direct input, exponential softening na tração e ideal na compressão. A Figura 5-9 apresenta a interface de propriedades do iDIANA, com os valores adotados para cada parâmetro.

Como o modelo físico foi representado por um modelo numérico bidimensional, torna-se necessário fornecer ao DIANA® qual a largura da seção transversal que, neste caso, é igual a 250 mm em todos os modelos analisados.

🗗 Property Manager						
Materials Physical Properties Loads Initia Material Name : CONC	I Conditions Boundary Cor finition displayed ning Static Nonlinearity	nditions	nt Nonlinearity Expansion	Woehler Ext	emat	
Concepts			Parameter:	Value:	S_Curve:	T_Curve:
Ocncrete and brittle materials Prankine Principal Stress Multi-directional Fixed Crack Total Strain Fixed Crack Otal Strain Rotating Otal Strain Rotating Crack Otal Strain Rotating Ota			Tensile strength Mode-I tensile fracture energy Crack bandwidth : {>= 0 } Compressive strength	2.403 0.156 0 36.17	None None None	3

Figura 5-9 – Propriedades não-lineares do concreto

5.2.3.2 Aço

Para o perfil de aço e para as armaduras foram utilizadas as propriedades físicas e de comportamento descritas a seguir:.

- LINEAR: material elástico, isotrópico, com módulo de elasticidade de 205000 MPa e coeficiente de Poisson v =0,3.
- NÃO-LINEAR: material *metals*, critério de ruptura de Von misses, com tensão de escoamento (f_y) variando para cada componente, sendo 345,1 MPa para os componentes do perfil; 700,0 MPa para os estribos; 551,7 MPa para a armadura longitudinal superior nos dois modelos e para a armadura longitudinal inferior no modelo PEB-B-R; e 548,0 MPa para a armadura longitudinal inferior do modelo PEB-B-R2.

A propriedade física adotada para as mesas do perfil também foi a de tensões planas do tipo regular, como para o concreto, com largura em seção de 250 mm para a mesa inferior e de 130 mm para a mesa superior.

A propriedade física adotada para a alma do perfil foi a de barra de armadura com área transversal igual a 63 mm², representando a área real da alma.

A propriedade física adotada para os componentes da armadura também foi a de barra de armadura, como para a alma, com área transversal variando para cada componente: sendo 39,27 mm² para os estribos; 124,69 mm² para a armadura longitudinal superior nos dois modelos e para a armadura longitudinal inferior no modelo PEB-B-R; e 201,06 mm² para a armadura longitudinal inferior no modelo PEB-B-R2.

Vale destacar que a área transversal adotada para cada componente da armadura se refere à área transversal de uma barra multiplicada pela quantidade de barras na mesma linha horizontal da seção da viga. Assim, são as áreas equivalentes a 4 barras verticais de estribo, 4 barras da armadura longitudinal inferior e 4 barras da armadura longitudinal superior (Figura 5-10).





 a) 4 barras longitudinais na região tracionada, 4 barras longitudinais na região comprimida e dois estribos a cada
11 cm ao longo da viga (4 barras verticais) b) 1 barra longitudinal na região tracionada, 1 barra
longitudinal na região comprimida e 1 barra vertical a cada
11 cm ao longo da viga

Figura 5-10 - Relação de área de armadura entre modelo experimental e numérico

5.2.3.3 Interface

Optou-se por usar elementos de interface no modelo numérico, pois a partir do passo de carga onde se inicia a fissuração do concreto, verificou-se que o modelo apresentou uma perturbação na distribuição de tensões não sendo possível tomar os valores de deformação nas mesas do perfil de aço. Ao inserir elementos de interface com os parâmetros apresentados a seguir esse problema numérico foi resolvido. As seguintes propriedades geométricas lineares e não-lineares foram adotadas para os elementos de interface:

- LINEAR: parâmetro *linear normal stiffness* tomado igual a 100000 N/mm³ e parâmetro linear tangential stiffness tomado igual a 100000 N/mm³.
- NÃO-LINEAR: parâmetro interfaces com comportamento bond-slip, modelo doerr's, com resistência à tração de 10 MPa e escorregamento máximo de 0,01mm.

A propriedade física adotada foi a de tensões planas do tipo regular com largura em seção igual a 250 mm para a interface na zona inferior e largura igual a 130 mm para a zona superior.

Os valores de rigidez, resistência à tração e escorregamento máximo foram determinados visando que a interface não interferisse no comportamento global do modelo; fato que também não ocorreu nos modelos físicos ensaiados.

5.2.4 Condições de contorno e carregamento e malha de elementos finitos

Foram estabelecidos dois tipos de condições de contorno na modelagem numérica. A primeira diz respeito à restrição de translação e, a segunda, às condições de simetria. Em relação à primeira condição de contorno, foi restringido o movimento de translação na direção vertical referente à posição de apoio do modelo físico ensaiado.

Em função da utilização da condição de simetria em relação ao eixo vertical nos modelos numéricos, as linhas verticais na extremidade direita do modelo numérico foram restringidas à translação horizontal.

O carregamento no modelo numérico foi aplicado via deslocamento vertical no sentido de cima para baixo e consistiu de um valor máximo igual a 25 mm no nó correspondente ao ponto de aplicação do carregamento no modelo experimental.

A Figura 5-11 apresenta a malha de elementos finitos com o carregamento e as condições de contorno.



Figura 5-11 – Condições de contorno e carregamento dos modelos

5.2.5 Parâmetros para processamento

O pacote computacional DIANA 9.1® dispõe de diversos métodos que podem ser utilizados como estratégia na resolução dos sistemas de equações não lineares: método de Newton-Raphson Regular, Newton-Raphson Modificado, Método Secante e Método da Rigidez Linear.

A estratégia de Newton-Raphson é incremental-iterativa, a qual supõe que o resíduo gerado entre duas iterações consecutivas, pode ser considerado contínuo na vizinhança da solução. Assim, supõe-se que numa dada iteração *r* o resíduo em relação à iteração *r-1* seja nulo e, portanto, possa ser escrito em termos de série de Taylor. Partindo da hipótese que a "função resíduo" tem uma variação suave, é possível admiti-la somente até o termo de primeira ordem da série de Taylor. Nota-se que essa condição considera que a força aplicada na estrutura não varia com os deslocamentos, o que é condizente com a condição

de forças conservativas. Além do uso de iterações, é comum em uma análise não-linear dividir o carregamento em vários passos de carga, de modo que para cada passo de carga são realizadas várias iterações até que haja convergência do problema, caracterizando, portanto, uma estratégia incremental-iterativa.

A estratégia incremental-iterativa de Newton-Raphson busca calcular um incremento nos deslocamentos em cada passo de carga. Para tanto, a cada iteração é preciso atualizar a matriz de rigidez sendo, nesse caso, denominada matriz de rigidez tangente. A utilização da matriz tangente em cada iteração é o que caracteriza o método de Newton-Raphson Regular. Esse método consome grande esforço computacional, porém apresenta convergência com poucas iterações.

Já na estratégia incremental-iterativa de Newton-Raphson Modificado, a matriz de rigidez tangente é calculada apenas na primeira iteração de cada incremento de carga, e mantida constante nas iterações seguintes. Assim, nos demais passos a matriz de rigidez utilizada passa a ser uma matriz secante. Esse processo demanda um número maior de iterações e, por isso, costuma convergir mais lentamente que o método de Newton-Raphson regular.

O método secante, por sua vez, não necessita da atualização da matriz de rigidez em cada iteração, utilizando também uma matriz de rigidez tangente. Entretanto, baseia-se na solução prévia dos vetores de força não balanceados, para obter uma melhor aproximação durante a aplicação dos incrementos de carga. A utilização do método secante é recomendada quando as estratégias de Newton-Raphson não apresentarem boas soluções. Por fim, o método da Rigidez Linear é recomendado apenas quando nenhum dos métodos anteriores apresentar boas soluções.

É comum a ocorrência de problemas que podem dificultar a convergência durante a resolução de sistemas de equações não lineares. Para isso, o DIANA 9.1® dispõe de alguns recursos como o critério de procura de linhas ("line search") e o critério de comprimento de arco ("arc length control"), que ajudam a driblar o problema de convergência.

O critério *line search* busca um multiplicador ótimo para os incrementos de deslocamentos, de modo a acelerar a convergência das soluções.

Já o critério *comprimento de arco* (arc length) é muito útil na busca do comportamento pós-pico das estruturas. Por meio desse critério, é possível descrever fenômenos como o *snap-through* em curvas força *versus* deslocamento, isto é, descrevem equilíbrios estáveis e instáveis de algumas estruturas, conforme ilustrado na Figura 5-12. Cabe ressaltar que o pacote computacional DIANA® não permite a utilização do critério de

comprimento de arco quando o carregamento aplicado for feito via controle de deslocamentos.



Figura 5-12 - Curva força versus deslocamento, obtida com critério de comprimento de arco

Ainda no DIANA, é preciso optar pela forma como as ações são aplicadas na estrutura. Para isso, o usuário pode optar em aplicar passos de carga pré-definidos, cuja intensidade do passo é dada por uma porcentagem da carga total aplicada no modelo. Outra maneira de aplicar o carregamento é utilizando um procedimento chamado de "iteration based sizes". Esse procedimento permite que o tamanho dos passos de carga seja variável ao longo da análise, sendo assim, o usuário fornece o valor do passo de carga inicial, e valores para o tamanho máximo e mínimo de cada passo no decorrer da análise. Esse procedimento permite uma análise não-linear mais rápida, porém, ao descrever a trajetória de equilíbrio de uma estrutura, a análise fornece poucos pontos, sendo questionável o comportamento de curvas força *versus* deslocamento obtido a partir meio desse tipo de análise.

Em relação aos critérios de convergência, o DIANA dispõe de critérios baseados em normas (módulo) de força, deslocamento, energia e resíduos, todos esses comparados com um valor máximo de erro fornecido pelo usuário. Destaca-se nesse quesito o critério de convergência baseado na norma da energia, utilizado nas análises do presente trabalho. Esse critério é baseado no trabalho das forças internas presentes na estrutura, conforme descrito na equação 5.1.

$$E = \left[\frac{\delta u_i^T \left(f_{\text{int},i+1} + f_{\text{int},i}\right)}{\Delta u_0^T \left(f_{\text{int},1} + f_{\text{int},0}\right)}\right]$$
(4.1)

É importante notar que no cálculo da norma em termos energéticos, são utilizadas forças internas e não forças externas. De acordo com Diana (2005b), o uso de forças externas pode conduzir a resultados incoerentes quando do uso do critério de "line search".

Segundo Souza (2006), o critério de convergência baseado em energia é mais interessante, pois considera, simultaneamente, o efeito das forças e dos deslocamentos. O autor conseguiu bons resultados em suas análises adotando tolerância de 10⁻² em termos energéticos. A Figura 5-13 indica o uso de critério de convergência baseado em energia.

Steps	Iteration	Solve	Stopcriteria	Logging	Physical	Output	Reference	•			
Iterati	- ive method -										
Maxi	imum number	of iteration	IS		[100
Meth	nod				[Newton					~
Туре	•				[Regular					~
First I	tangent				[Tangent					*
🔽 L	Line search					2		Sett	inas		
	Continuation i nvergence no] Satisfy all s	teration prm pecified no	orms								
	Continuation i nvergence no] Satisfy all sj] Energy	teration orm pecified no	orms			Si	ettings				
	Continuation i nvergence no] Satisfy all sp] Energy] Displaceme	teration prm pecified no	orms		Con	Si vergence	ettings Norm		?	×	
	Continuation i nvergence no Satisfy all sj Energy Displaceme Force	teration orm pecified no ent			Conver	Si vergence gence tolera	ettings Norm		0.00		
	Continuation i nvergence no Satisfy all sy Energy Displaceme Force Residu	teration orm pecified no			Conver Abort c	Si vergence gence tolera riterion	ettings Norm Ince		0.00		
	Continuation i nvergence no Satisfy all si Energy Displaceme Force Residu	teration orm pecified no			Conver Abort c Referen	Si vergence gence tolera riterion nce	Norm Norm	up new	0.00		
	Continuation i nvergence nr] Satisfy all sj] Energy] Displaceme] Force] Residu	teration prom pecified no			Conver Abort c Referen No con	Si vergence gence tolera ilterion toe vergence	Norm Nor Ince	up new ninate	0.00		

Figura 5-13 – DIANA, janela onde é feita a escolha do critério de convergência em energia

Na simulação das vigas parcialmente revestidas do presente estudo, foram adotados os seguintes parâmetros existentes no pacote computacional DIANA:

- Método de resolução do sistema de equações não lineares: Newton-Raphson Regular;
- Número de passos de carga (incrementos): 50;
- Número máximo de iterações: 100;
- Critério de convergência baseado em norma de energia;
- Tamanho máximo do passo de carga: 0,5 mm de deslocamento vertical.

5.2.6 Saída de resultados

O usuário pode configurar a saída de dados do DIANA® por meio de arquivos tabulados ou arquivos do tipo *femview*. Os arquivos tabulados são de grande utilidade, uma vez que podem ser escolhidos apenas dados específicos como, por exemplo, deslocamentos ou tensões em determinados pontos da estrutura. Para tanto, é preciso que o usuário defina um *set*, que nada mais é do que um agrupamento de entidades geométricas, podendo ser composta de pontos, linhas ou *bodys*. Os resultados de modo tabulado só podem ser fornecidos em relação a determinado *set*. Já os resultados em modo *femview*, por suas vezes, podem ser visualizados no iDIANA. É nesse tipo de arquivo que podem ser obtidas imagens dos panoramas de fissuração, distribuição de tensões e deformações, campos de deslocamentos, entre outros.

Nas modelagens do presente estudo foram extraídos os seguintes resultados:

- Força aplicada;
- Deslocamento máximo;
- Armadura longitudinal inferior: deformação;
- Mesas do perfil de aço: deformação;
- Panorama de fissuração do concreto.

5.3 Resultados numéricos: Fase 1

Para o desenvolvimento desta primeira fase da simulação numérica, empregada para validar a metodologia de simulação, foi considerado o modelo PEB-B, cujas principais características geométricas são apresentadas na Figura 5-14.



Figura 5-14 – Geometria dos modelos ensaiados por De Nardin & El Debs (2009)

116

Assim, visando validar o modelo numérico optou-se, como estratégia inicial, pela modelagem do modelo físico PEB-B (Figura 5-14), ensaiado por De Nardin & El Debs (2009) e pela consideração de interação completa aço-concreto. A decisão de considerar interação completa foi baseada nos valores experimentais de escorregamento, considerados pouco relevantes e indicados deste grau de interação. Quanto à geometria, o modelo possui a mesma configuração geométrica dos modelos apresentados no presente estudo, porém, não há armadura longitudinal e estribos no concreto entre as mesas. Mais uma vez são mostrados os parâmetros físicos dos materiais desse modelo (Tabela 5-2).

(MPa)					
f _c	f _t	Ec	f _y	f _u	
35,7 ± 0,5	$\textbf{2,7} \pm \textbf{0,2}$	$\textbf{32288} \pm \textbf{98}$	308 ± 9	469 ± 9	

Tabela 5-2 – Propriedades físicas do modelo PEB-B ensaiado pro De Nardin & El Debs (2009)

Foi analisado, então, o comportamento global do elemento PEB-B a partir da relação *Força Aplicada vs. Deslocamento Vertical*, como mostrado na Figura 5-15, na qual é possível comparar comportamento numérico e experimental com respeito à rigidez global do elemento, flecha e força última.



Figura 5-15 – Gráfico comparativo Força versus Flecha do modelo PEB-B

Em análises, por elementos finitos, de estruturas de concreto, é comum obter-se um comportamento mais rígido em comparação ao comportamento verificado em laboratório, pois se torna difícil realizar análise de todos os parâmetros presentes no concreto armado:

fissuração, heterogeneidade, interação com armadura, etc. Como esperado, neste trabalho o comportamento numérico apresentou-se mais rígido que o experimental. Entretanto, de uma maneira geral, a comparação entre resultado numérico e experimental mostra a boa correlação conseguida na representação do comportamento *Força vs. Flecha*, conforme ilustrado pelos valores últimos mostrados na Tabela 5-3.

Os valores de flecha e força última são mostrados na Tabela 5-3.

	Valor	es	Relação (%)
	Experimental (1)	Numérico (2)	(2)/(1)
Flecha (mm)	Flecha (mm) 26,7		97,0
Força (kN)	317,2	305,7	96,4

Tabela 5-3 – Valores comparativos de flecha e força do modelo PEB-B

Em termos de deslocamento no meio do vão, observa-se que o modelo numérico apresentou resultado bastante similar ao experimental, com diferença de apenas 3%.

Em termos de força última, verifica-se, também, que o resultado numérico aproximou-se bastante do resultado experimental, apresentando apenas uma diferença em torno de 4%. Vale destacar que os resultados numéricos de flecha e força última são inferiores aos experimentais, embora muito próximos entre si.

Uma vez constatado que os resultados advindos do modelo numérico são bastante representativos do comportamento obtido experimentalmente, partiu-se para a simulação dos modelos com barras de armadura longitudinal e estribos e com conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça soldados verticalmente na mesa inferior do perfil assimétrico de aço.

5.4 Resultados numéricos: Fase 2

Neste item são analisados os dois modelos de viga mista parcialmente revestida com armadura e conectores posicionados verticalmente na mesa inferior (Figura 5-16).



Figura 5-16 – Configuração dos modelos PEB-B-R e PEB-B-2R

A análise dos resultados foi feita de forma comparativa entre os dois modelos numéricos e os experimentais equivalentes (PEB-B-R e PEB-B-2R). Dessa forma foram feitos 5 estudos comparativos dos resultados numéricos. Um desses estudos refere-se ao panorama de fissuração do concreto que é mostrado através de diagrama de cores no arquivo *femview*. Os outros quatro estudos são analisados por meio de gráficos do tipo:

- Força aplicada versus deformação na mesa inferior;
- Força aplicada versus deformação na mesa superior;
- Força aplicada versus deformação na armadura longitudinal inferior;
- Força aplicada versus deslocamento vertical.

Com o intuito de facilitar a compreensão dos resultados onde se analisa a deformação em elementos do perfil a meio vão são mostrados, na Figura 5-17, os pontos onde foram posicionados os extensômetros no perfil de aço.



Figura 5-17 - Posição dos extensômetros no perfil a meio vão

5.4.1 Deslocamento vertical dos modelos

O deslocamento vertical analisado foi medido na parte inferior da viga, no ponto equivalente ao meio do vão, e os resultados encontram-se nos gráficos da Figura 5-18 e na Tabela 5-4 com valores de flecha e força última.



Figura 5-18 – Gráfico comparativo Força versus Deslocamento dos modelos

Em termos de deslocamento, observa-se que os modelos numéricos apresentam resultados distantes dos obtidos experimentalmente. Essa diferença se justifica pela dificuldade de simular numericamente o comportamento real do aço e, principalmente, do concreto. O concreto armado é um material quase-frágil e tem diferentes comportamentos na compressão e na tração. Portanto, tais diferenças são função das diferenças de rigidez observadas na Figura 5-18.

Tanto na análise experimental quanto na numérica verificamos que o modelo com taxa de armadura longitudinal maior (PEB-B-2R) apresentou um pequeno acréscimo na capacidade resistente última à flexão e uma maior ductilidade em comparação ao modelo PEB-B-R.

Apesar da diferença entre os modelos experimentais e numéricos em termos de rigidez, pode-se afirmar que os resultados são bastante representativos do comportamento real. Assim, a simulação numérica permitiu uma excelente representação qualitativa do comportamento Força vs. Deslocamento Vertical, mas levou a diferenças significativas nos valores de flecha (Tabela 5-4).

120

		-		
MODELOS		Valor	Relação (%)	
		Experimental (1)	Numérico (2)	(2)/(1)
	Flecha (mm)	43,4	28,6	65,9
PED-D-R	Força (kN)	359,0	356,7	99,4
	Flecha (mm)	50,6	29,1	57,5
PED-B-2R	Força (kN)	360,7	364,5	101,1

Tabela 5-4 - Valores comparativos de flecha e força

5.4.2 Panorama de fissuração

Para evidenciar o panorama final de fissuração nos modelos numéricos foi utilizado o diagrama de cores das deformações horizontais no modelo (Figura 5-19). As regiões destacadas em vermelho caracterizam as zonas de propagação das fissuras no concreto.



a) Panorama de fissuração: resultado numérico para metade da viga





b) Detalhe da fissuração próximo ao ponto de carregamento: resultado numérico c) Panorama experimental de fissuração

Figura 5-19 – Panorama de fissuração do concreto no modelo numérico e experimental

Com relação ao panorama de fissuração no concreto, nota-se que as fissuras estão localizadas entre os pontos de aplicação do carregamento vertical concentrado, semelhantemente ao evidenciado nos modelos experimentais. Vale destacar que a fissuração é intensa na região de flexão e pouco expressiva na região de cisalhamento constante (próximo aos apoios). Este panorama de fissuração foi observado em ambos os modelos analisados.

5.4.3 Deformação da mesa inferior do perfil de aço

A deformação da mesa inferior do perfil de aço foi medida na porção inferior do mesmo, no ponto equivalente ao meio do vão. Os resultados numéricos obtidos encontramse no gráfico da Figura 5-20 e na Tabela 5-5, na qual são mostrados os valores de deformação última.



Figura 5-20 – Gráfico comparativo Força versus Deformação da mesa inferior do perfil

O comportamento das deformações longitudinais na mesa inferior do perfil também se apresenta mais rígido para os modelos numéricos que para os modelos experimentais, sendo que a diferença de rigidez entre modelos numéricos e experimentais é mais pronunciada no modelo com maior taxa de armadura (PEB-B-2R).

	Experimental (1)	Relação (%)	
WODEL03	Deformaçã	(2)/(1)	
PEB-B-R	5458,2	5207,0	95,4
PEB-B-2R	6235,9	5138,0	82,4

Tabela 5-5 – Valores comparativos de deformação da mesa inferior

Na comparação da deformação última, o resultado numérico do modelo PEB-B-R apresentou uma diferença de apenas 4,6% em relação ao experimental, ao passo que para o modelo PEB-B-2R foi registrada uma diferença em torno de 18%; em ambos os casos, os resultados numéricos são inferiores aos experimentais. O modelo numérico PEB-B-2R, com maior taxa de armadura longitudinal, apresentou uma diferença em relação ao modelo numérico com armadura mínima de, aproximadamente, -3%, enquanto a diferença entre os modelos experimentais ficou em torno de +14%.

5.4.4 Deformação na mesa superior do perfil de aço

A deformação na mesa superior do perfil de aço foi medida na parte superior, no ponto equivalente ao meio do vão. Os resultados encontram-se no gráfico da Figura 5-21.



Figura 5-21 – Gráfico comparativo Força versus Deformação na mesa superior do perfil

Nota-se que os modelos numéricos apresentam comportamento semelhante aos experimentais, sobretudo em termos de força última. Quanto à rigidez, no caso do modelo PEB-B-2R, que possui maior taxa de armadura longitudinal, houve boa representatividade do modelo numérico em relação ao experimental. Em contrapartida, para o modelo PEB-B-R, com menor taxa de armadura, a diferença na rigidez foi mais acentuada.

Com relação à deformação última, os modelos numéricos apresentaram uma diferença considerável em relação aos modelos experimentais. Isso pode ter ocorrido devido ao fato de, nos modelos numéricos, ter ocorrido concentração elevada de tensões no local de aplicação do carregamento, sobre a mesa superior do perfil de aço. Esta concentração de tensões justifica as diferenças observadas e pode comprometer a comparação entre deformações nos modelos numéricos e experimentais para este ponto. Para solucionar este problema, sugere-se a colocação de uma "chapa" para melhorar a distribuição das forças nesta região. Isto não foi feito por se julgar que os resultados de comportamento global estavam bastante satisfatórios.

5.4.5 Deformação na armadura longitudinal inferior

A deformação da armadura longitudinal na região tracionada foi medida na parte inferior no ponto equivalente ao meio do vão. Os resultados encontram-se nos gráficos da Figura 5-22 e na Tabela 5-6 com os valores de deformação última.





b) Extensômetro na armadura longitudinal de tração

Figura 5-22 – Gráfico comparativo Força versus Deformação na armadura longitudinal inferior da viga

Verifica-se, nos modelos numéricos e experimentais, que os comportamentos apresentados são bastante semelhantes entre si. Contudo, em termos de resultados numéricos vs. experimentais, percebe-se que a armadura do modelo PEB-B-2R apresenta maior deformação, menor rigidez e atinge o patamar de escoamento antes do verificado experimentalmente.

MODELOS		Valore	Valores			
		Experimental (1)	Numérico (2)	(2)/(1)		
	Deformação (ue)	6335,9	10000,0	157,8		
PED-D-R	Força (kN)	359,0	354,8	98,8		
	Deformação (ue)	10000,0	10000,0	100,0		
PED-B-2R	Força (kN)	350,0	362,9	103,7		

Tabela 5-6 - Valores comparativos de deformação na armadura longitudinal inferior

Tratando-se da deformação máxima registrada nas armaduras, no caso do modelo PEB-B-2R, foi atingido o patamar de escoamento antes da força máxima ser atingida. Em relação ao modelo com armadura mínima (PEB-B-R), o resultado experimental mostra uma deformação máxima de aproximadamente 6336 ue, enquanto o resultado numérico mostra a armadura atingindo o ponto de escoamento (10000 ue ou 10‰), para uma força aplicada correspondente a cerca de 99% da força última. No modelo PEB-B-2R, o resultado experimental indica patamar de escoamento da armadura a partir de 97% da força última, ao passo que o resultado numérico indica patamar de escoamento a partir de 99,5% da mesma força máxima aplicada.

5.5 Comentários finais

Neste capítulo foram apresentados os resultados da simulação numérica de algumas das vigas ensaiadas experimentalmente. Tal simulação foi realizada no pacote computacional DIANA® e, ao longo de sua execução, buscou-se um modelo numérico o mais representativo possível do comportamento real observado em laboratório. Como não foi possível simular numericamente os conectores na viga mista, nesta etapa, apenas os modelos com conectores na mesa inferior analisados experimentalmente foram simulados numericamente, sendo que estes apresentaram menor escorregamento entre aço e concreto, e também apresentam variação na taxa de armadura entre si.

Após várias análises numéricas, foi obtido um modelo numérico capaz de representar, de maneira satisfatória, em termos de força última e comportamento da armadura longitudinal inferior, os dois modelos com conectores soldados na mesa inferior ensaiados experimentalmente. O procedimento de modelagem foi então estendido para novas análises nas quais foi possível considerar taxas de armadura não consideradas na análise experimental que são apresentadas no capítulo seguinte.

De um modo geral, os modelos numéricos apresentaram-se mais rígidos do que os modelos experimentais. Desenvolver um modelo capaz de representar o comportamento dos materiais, principalmente o concreto, é um desafio. Portanto, faz-se necessário o melhoramento dos modelos constitutivos para a representação desses materiais nos programas de análise por elementos finitos. Mas, do ponto de vista de valores últimos, a modelagem numérica desenvolvida mostrou resultados bastante representativos, sobretudo quanto à força última.

Outra dificuldade é que, devido ao fato do modelo ter sido modelado em duas dimensões, não foi possível avaliar a influência da posição dos conectores na viga mista parcialmente revestida em questão.

6 Comparação de Resultados

Neste capítulo é feito um estudo comparativo dos resultados obtidos na análise experimental e numérica. Para tal, são confrontados os resultados de força última experimentais, analíticos e numéricos. Por conseguinte, é apresentada uma análise comparativa entre o modelo com taxa de armadura mínima (PEB-B-R) e um perfil "l" simétrico com as mesmas características físicas do perfil da viga mista parcialmente revestida e com a mesma capacidade resistente da viga mista em questão.

6.1 Momento resistente experimental, analítico e numérico

Tendo em vista o bom resultado numérico em termos de força última, dos modelos físicos ensaiados, considerou-se que a modelagem numérica podia ser aplicada na análise da influência de outras taxas de armadura. Em função disso, foi desenvolvida uma análise paramétrica na qual a única variável analisada foi taxa de armadura longitudinal e sua influência no comportamento da viga. Para esta análise, foi considerada uma variação da taxa de armadura longitudinal de tração de 125 mm² (PEB-B-R) a 1257 mm² (4 Ø 20). Os resultados encontram-se nos gráficos da Figura 6-1 e na Tabela 6-1.



Figura 6-1 - Gráfico comparativo Força *versus* Deslocamento: modelos numéricos com arranjo de armadura inferior longitudinal variando de 4 Ø 6,3 a 4 Ø 20

Madalaa	Área arm (nadura tração mm²)	Força (kN)		
WOUCIOS	Valores	Relação com (1) (%)	Valores	Relação com (1) (%)	
PEB-B-R (1)	125	100,0	356,7	100,0	
PEB-B-2R	201	160,8	364,5	102,2	
PEB-B-4Ø10	314	251,2	374,0	104,9	
PEB-B-4Ø12,5	491	392,8	390,3	109,4	
PEB-B-4Ø16	804	643,2	409,5	114,8	
PEB-B-4Ø20	1257	1005,6	430,8	120,8	

Tabela 6-1 - Valores comparativos de área de armadura e força entre os modelos numéricos

Com a variação da área de armadura longitudinal de tração até 1257 mm², que equivale a aproximadamente 906% da taxa de armadura do modelo PEB-B-R, nota-se que houve um aumento da resistência última em cerca de 21%, que é pouco expressivo em comparação com o acréscimo da taxa de armadura.



Figura 6-2 – Gráfico % de armadura longitudinal de tração *versus* Força última / Força última PEB-B-R

De acordo com a Figura 6-2 verifica-se que a contribuição da armadura tracionada para o aumento da resistência última da viga diminui com o aumento de sua área. Isso, possivelmente, se deve ao fato da ruptura do modelo ser determinada pela resistência ao momento fletor. E como o momento fletor se dá pelo binário tração-compressão, seria necessário haver também um aumento da área de armadura longitudinal de compressão para ocorrer um aumento mais considerável da resistência da viga.

Os resultados analíticos foram obtidos aplicando o modelo analítico detalhadamente descrito no Capítulo 3, no item sobre dimensionamento de vigas mistas parcialmente revestidas.

Para estimar o momento fletor resistente, valor analítico, foi aplicada a expressão 3.25, descrita detalhadamente no Capítulo 3 e reproduzida a seguir:

$$M_{pl,Rd} = \left[W_{pl} + (y - y_p)^2 \times t_w\right] \times f_{yd} + (b_2 - t_w) \times (y_p - t_{f1})^2 \times 0, 5 \times f_{cd} + A_s \times (h - y_p - t_{f1} - h_s) \times f_{sd}$$

A Tabela 6-2 resume os valores experimentais, analíticos e numéricos em termos de momento resistente nas vigas mistas parcialmente revestidas. Os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais aço e concreto foram tomados iguais a 1,0 no cálculo do momento fletor resistente analítico.

		Momento re	sistente (kN	* cm)				
Modelos		Re	lação (%)				
	Experimental (1)	Analítico (2)	Numérico (3)	(2)/(1)	(3)/(1)	(3)/(2)		
PEB-R	24087	25186	*	104,6	*	*		
PEB-W-R	25781	25186	*	97,7	*	*		
PEB-B-R	25137	25186	24969	100,2	99,3	99,1		
PEB-B-2R	25249	25697	25515	101,8	101,1	99,3		
PEB-B-4Ø10	**	26425	26180	**	**	99,1		
PEB-B-4Ø12,5	**	27482	27321	**	**	99,4		
PEB-B-4Ø16	**	29113	28665	**	**	98,5		
PEB-B-4Ø20	**	30961	30156	**	**	97,4		
* Valor não calculado por impossibilidade de representar analiticamente o modelo.								
** Modelos não er paramétrica.	nsaiados experin	nentalmente	e. Resultados	s da ana	álise			

Tabela 6-2 – Estudo comparativo: Valores de Momento resistente experimental, analítico e numérico.

A análise comparativa entre os valores de momento resistente experimentais, analíticos e numéricos só foi possível para os modelos com conectores verticais posicionados na mesa inferior, que foram os que apresentaram escorregamento entre aço e concreto quase nulo (aproximadamente 0,7 mm), ou seja, uma melhor interação, já que analiticamente e numericamente toma-se como pressuposto a interação completa entre aço e concreto.

Como os bons resultados da simulação numérica permitiram realizar também uma análise paramétrica na qual foi avaliada a influência de taxas de armadura longitudinal não investigada experimentalmente, os valores de força última serão comparados, nesta etapa, com aqueles obtidos empregando as expressões analíticas.

Nota-se que os resultados analíticos e numéricos foram bastante consistentes com os resultados experimentais. Para o modelo PEB-B-R, o momento máximo analítico e numérico apresentaram uma diferença de 0,2 % e –0,7%, respectivamente, em relação ao momento máximo experimental e, para o modelo PEB-B-2R, os valores de momento máximo analítico e numérico apresentaram diferenças de 1,8 % e 1,1%, respectivamente, em relação ao momento máximo experimental.

Comparando os resultados analíticos, verifica-se também uma boa consistência entre si. As diferenças em cada modelo teórico não são superiores a 1%, aumentando essa diferença para próximo de 3% quando a área de armadura de tração ultrapassa 900% em relação ao modelo PEB-B-R (modelo PEB-B-4Ø20).

6.2 Modelo PEB-B-R versus perfil "I" simétrico

Os perfis de aço são comumente empregados nos sistemas estruturais de edifícios, podendo constituir vigas ou pilares. Contudo, em pavimentos do tipo misto de pequena altura, caracterizados pelo embutimento total ou parcial da viga na altura da laje e conseqüente redução da altura total do pavimento, pode ser necessária a utilização de uma viga mista com perfil "I" de mesa inferior alargada. Esta mesa inferior mais larga que a superior justifica-se pela necessidade de aumentar a largura de apoio da laje sobre esta mesa (Figura 6-3).



Figura 6-3 – Piso misto de pequena altura

Com o intuito de comparar a altura de uma viga mista parcialmente revestida em relação a uma viga de aço, foi selecionado o modelo físico PEB-B-R, que apresentou bom comportamento com emprego de armadura longitudinal mínima. Portanto, o modelo PEB-B-R foi comparado a um perfil de aço de seção simétrica tomando, para ambos, as mesmas características mecânicas para o material aço (Tabela 6-3). Tomando a capacidade resistente à flexão do modelo PEB-B-R como referência, buscou-se um perfil de aço que apresentasse momento resistente semelhante ao ensaiado.

Tabela 6-3 – Propriedades físicas dos perfis

	MPa	
Ey	f _y	f _u
205000	345,1	514,9

O modelo PEB-B-R apresentou momento resistente de 25137 kN.cm e este valor foi o dado de entrada na busca de um perfil I simétrico com momento resistente semelhante. Tomando o valor característico de fy = 345,1 MPa e fazendo a conta inversa, resulta em um 132

módulo plástico de aproximadamente 728,4 cm³. Com este valor, recorre-se às tabelas de perfis soldados e laminados resultando em:

- Perfil soldado: VS 400 x 37 e VS 350 x 39, com as dimensões mostradas na Tabela 6-4.
- 2) Perfis laminados: W 410 x 38,8 e W 310 x 44,5 (dimensões na Tabela 6-4).

Perfil	Massa Linear (kg/m)	d	bf	tf	tw	h	lx	Wx	Z
			Perfis	soldado	os				
400 x 37	37	400	180	8,0	4,75	384	13307	665	740
350 x 39	39	350	180	9,5	4,75	331	11351	649	712
			Perfis I	aminad	los				
W 310 x 44,5	44,5	313	166	11,2	6,6	271	9997	638,8	712,8
W 410 x 38,8	38,8	399	140	8,8	6,4	381	12777	640,5	736,8
h: altura do pe	erfil; d: altura l	livre da	alma; b	of: largu	ra da m	iesa do	perfil; tf	espess	sura da
mesa; tw: espessura da alma									

Tabela 6-4 - Perfis de aço que atendem ao valor de momento resistente experimental

Tabela 6-5 – Momentos resistentes característicos e experimental

Perfil	di (mm)	di / d	M _{rk} (kN.cm)	M _{rk} / M _{Rexp}	mi (kg/m)	mi / m			
VS 400 x 37	400	1,6 (+ 60%)	25537,4	1,02	36,8	0,76			
VS 350 x 39	350	1,4 (+ 40%)	24571,1	0,977	39,2	0,81			
W 310 x 44,5	313	1,25 (+ 25%)	24598,7	0,978	44,5	0,92			
W 410 x 38,8	399	1,6 (+ 60%)	25427	1,011	39,7	0,82			
M _{rk} : mo	mento re	sistente caract	erístico, funç	ão do perfil	selecionac	lo			
	M _R	exp: momento i	resistente exp	perimental					
d _i : altura do	d _i : altura do perfil selecionado; d: altura do perfil ensaiado, igual a 250 mm								
mi: peso line	ar do per	fil selecionado 48	; m: peso line 3.4 ka/m	ear do perfil	ensaiado,	igual a			

Para efeito de comparação, são ilustrados, na Tabela 6-5, os valores de momento resistente característico, originados dos perfis mostrados na Tabela 6-4. Tais valores são comparados ao momento resistente experimental de 25137,0 kN.cm, resultando na coluna 4 da Tabela 6-5. Em relação à da altura da viga, vale ressaltar que, no caso dos pisos convencionais de aço, ainda há uma laje de concreto ou mista, posicionada sobre o perfil (viga) de aço e que aumenta em pelo menos 80 mm a altura final do pavimento / piso. Por outro lado, no caso da viga mista parcialmente revestida, pode-se pensar em executar apenas uma camada de acabamento sobre a viga, pois o piso seria posicionado abaixo da linha superior da viga, ou seja, a altura total, já com a "laje", poderia ser de 250 mm ou

alguns milímetros a mais. Sem levar em conta este aspecto, já resultam reduções de altura que variam de 25 a 60 % quando os perfis de aço isolados são comparados a vigas mistas parcialmente revestidas.

Além da comparação referente à altura final do pavimento, também é importante pensar no consumo de aço por metro linear. No caso das vigas parcialmente revestidas ensaiadas neste trabalho, o perfil assimétrico de aço tem 61,675 cm² de área e, considerando que a massa específica do aço, segundo a NBR 8800;2008 é ρ_a =7850 kg/m³, resulta no peso de 48,4 kg/m linear de viga. Tomando o consumo de aço (perfil) na viga parcialmente revestida como referência, calculou-se então a relação entre a massa linear do perfil selecionado e a massa do perfil da viga mista. Os resultados percentuais são apresentados na última coluna da Tabela 6-5. Os resultados das comparações feitas aqui são representados graficamente na Figura 6-4.



Figura 6-4 – Altura da viga de aço e mista e massa linear de aço

Na comparação do consumo de aço por metro linear, o perfil empregado na viga parcialmente revestida apresenta maior consumo de aço quando comparado aos perfis de aço isolados (Figura 6-4 e Tabela 6-5). Para os quatro perfis de aço selecionados, houve redução no consumo de aço de 8 a 24 %, dependendo do perfil selecionado, em relação ao perfil da viga mista parcialmente revestida.

Naturalmente, nas comparações feitas aqui não foi considerado o aço na formas de barras longitudinais e estribos, presentes nas vigas mistas parcialmente revestidas.

Outra comparação interessante a fazer é comparar a viga mista parcialmente revestida aqui estudada com uma viga mista convencional. Esta comparação não foi feita no

presente trabalho, pois envolveria a seleção de uma dentre as muitas vigas mistas convencionais possíveis.

6.3 Considerações finais

Os resultados experimentais, analíticos e numéricos são condizentes entre si, apresentando resultados quase idênticos. Estes resultados complementam o trabalho de De Nardin & El Debs (2009) e que fazem parte da mesma linha de pesquisa no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

Verificou-se que o aumento da taxa de armadura longitudinal apresenta pouca contribuição quanto à capacidade resistente à flexão e quanto à rigidez, contudo, aumentar a taxa de armadura resultou em vigas com comportamento mais dúctil.

Ao comparar o modelo PEB-B-R com uma viga "I" simétrica constatou-se, no caso analisado, que houve uma expressiva redução na altura do pavimento / piso, mas, em contrapartida, houve aumento no consumo de aço por metro linear de viga.

Outro aspecto que merece destaque é que, embora o perfil de aço da viga parcialmente revestida seja mais pesado que todos os perfis de aço equivalentes, a escolha por aquela ou esta opção não se baseia apenas neste aspecto. Outros aspectos como altura livre por pavimento e facilidade de embutir instalações podem governar a escolha de um ou outro sistema e, se este for o caso, reduzir a altura do piso pode merecer mais destaque que o consumo de aço por metro linear de viga.

Novamente, a escolha do tipo de elemento a ser empregado não deve estar pautada e não é governada apenas pelo consumo de materiais; outros aspectos podem ser mais relevantes e terem um maior peso sobre tal escolha.

7 Conclusão

Neste capítulo são sintetizadas as principais conclusões geradas a partir do estudo analítico, experimental e numérico a respeito da contribuição da posição de conectores de cisalhamento no perfil de aço e da presença de armadura no concreto de vigas mistas parcialmente revestidas. Ao final do capítulo apresentam-se algumas sugestões para a continuidade deste trabalho, visando nortear estudos que complementem e esclareçam fenômenos aqui identificados.

7.1 Sobre a análise experimental

Ao estudar os resultados experimentais deste trabalho e confrontá-los com os resultados experimentais apresentados por De Nardin & El Debs (2009), chegou-se a interessantes conclusões, principalmente a respeito da contribuição da armadura:

 Para os modelos ensaiados por De Nardin & El Debs (2009), o modelo com conector posicionado verticalmente na mesa inferior do perfil foi o que apresentou melhor desempenho, tanto em relação ao deslizamento relativo entre aço e concreto, como em relação à capacidade resistente à flexão.

 Contudo, para os modelos ensaiados neste trabalho, o modelo que apresentou maior capacidade resistente à flexão foi o modelo com conectores posicionados horizontalmente na alma do perfil de aço. Ao que estes primeiros resultados indicam, a combinação armadura longitudinal + conectores horizontais na alma consegue "confinar" de forma mais eficaz o concreto situado entre as mesas do perfil de aço. Por isso faz-se necessário um estudo mais aprofundado desse tipo de modelo variando-se a posição dos conectores na alma.

• Neste trabalho, com relação ao escorregamento relativo aço-concreto e abertura de fissuras, os modelos com conectores verticais ensaiados também apresentaram menores valores, evidenciando uma melhor interação aço-concreto que os demais.

 Ainda em comparação com os modelos experimentais ensaiados por De Nardin & El Debs (2009), os resultados deste trabalho mostram que, em comparação com o modelo sem conector, os modelos com conectores, por possuírem armadura longitudinal e estribos, apresentaram uma melhora maior em termo de escorregamento relativo.

Com relação ao modo de falha dos modelos experimentais deste estudo, verificou-se que, no estado limite último, armaduras, mesas e grande parte da alma dos perfis de aço atingiram a plastificação total e o concreto atingiu o patamar de esmagamento. Rótulas plásticas formaram-se entre as regiões de carregamento. A princípio, o fator desencadeante do processo de ruptura dos modelos foi o escoamento dos elementos metálicos na região tracionada.

7.2 Sobre a análise numérica

A estratégia adotada para a modelagem em 2D dos modelos experimentais deste trabalho e do trabalho de De Nardin & El Debs (2009) foi, em geral, bem sucedida.

Além do ganho de velocidade no processamento, os resultados em termos de força última e comportamento da armadura longitudinal de tração foram bastante semelhantes aos vistos experimentalmente. Tal representatividade permitiu que a análise numérica se estendesse a consideração de taxas de armadura não analisadas experimentalmente.

7.3 Sobre a análise comparativa

Na comparação dos resultados experimentais com os resultados analíticos e numéricos verificou-se que estes são bastante similares entre si, o que mostra a validação das hipóteses fundamentais adotadas no modelo de cálculo do momento resistente proposto no *Capítulo 3*, que são: interação total aço-concreto, contribuição do concreto tracionado desprezada, contribuição dos estribos desprezada e tensão de compressão uniformemente distribuída no concreto.

Neste estudo comparativo foi possível se estender para a análise analítica e numérica da variação da armadura longitudinal. Os resultados entre si também foram bastante similares e mostraram que somente o aumento da área de armadura longitudinal de tração não contribui significativamente para o aumento da rigidez e para o aumento da capacidade resistente à flexão.

Na comparação da viga mista parcialmente revestida PEB-B-R com vigas "I" simétricas que apresentam mesmas características mecânicas e mesma capacidade resistente à flexão, constatou-se que houve uma expressiva redução na altura do pavimento / piso, mas em contrapartida, houve aumento no consumo de aço por metro linear de viga.

7.4 Considerações finais

O objetivo principal deste estudo teórico-experimental, que foi avaliar a contribuição das armaduras longitudinal e transversal da viga parcialmente revestida nos valores de capacidade resistente à flexão e na promoção do comportamento conjunto aço-concreto, foi alcançado.

A combinação aço-concreto apresenta algumas vantagens em relação aos elementos isolados de aço e de concreto. Dessa forma, em certas situações, podem ser a melhor opção.

A determinação do tipo de estrutura a ser utilizada numa edificação deve ser um processo minucioso que procure analisar todos os fatores envolventes na obra como: ambientais; econômicos; construtivos; arquitetônicos; e relativos ao conforto, segurança e à utilização da edificação.

Dentro desse contexto, a utilização de pisos mistos nas edificações, além de promover maior estabilidade estrutural e maior resistência ao fogo, promove, a princípio, redução na altura do pavimento e, conseqüentemente, economia da altura total da edificação. Assim sendo, dentro dos limites desse estudo inicial, verifica-se que o sistema de piso misto de pequena altura utilizando-se desse tipo de viga mista parcialmente revestida torna-se interessante para edificações de múltiplos andares, de utilização comercial ou industrial, com necessidade de grandes vãos entre apoios e rapidez em sua construção.

7.5 Sugestões para trabalhos futuros

A partir dos resultados dos ensaios e da simulação numérica, várias conclusões foram obtidas e algumas dúvidas surgiram. Sendo assim, se sugere como sugestões para futuros trabalhos, os seguintes itens:

• Ensaiar modelos de viga parcialmente revestida com armadura mínima, porém com conectores soldados na alma do perfil em posição mais próxima à mesa inferior em um tipo de modelo e mais próximo à mesa superior em outro tipo.

• Ensaiar os mesmos três tipos de vigas (com conector vertical, horizontal e sem conector) variando a taxa de armadura longitudinal tanto de tração como de compressão;

• Ensaiar os mesmos tipos de vigas com a armadura soldada no perfil e verificar o seu uso como substituto dos conectores tipo pino com cabeça;

• Aprofundar os estudos a respeito do comportamento estrutural com ênfase na região de momento negativo;

• Utilizar concretos com fibras na confecção de vigas mistas parcialmente revestidas.

• Aprofundar os estudos a respeito do comportamento estrutural com ênfase na região da ligação viga-pilar;

• Ensaiar vigas com mesma geometria, porém com diferentes tipos de conectores de cisalhamento;

• Modelar, numericamente, modelos tridimensionais para avaliar a contribuição da posição dos conectores na viga mista parcialmente revestida;

• Modelar numericamente os modelos em 3D e com interface entre aço e concreto para tentar obter um comportamento mais semelhante ao experimental ao longo do carregamento da viga;

• O sistema proposto foi ensaiado em temperatura ambiente. Sugere-se estudar o comportamento das vigas em situações de incêndio e verificar o quanto o concreto de revestimento influência na resistência à flexão, em altas temperaturas.

8 Referências Bibliográficas

ABCEM. Salvador Shopping – Estrutura mista aço-concreto viabiliza construção de shopping. **Construção Metálica**. Edição 77. Disponível em : < http://www.metalica.com.br/shopping-salvador-estrutura-mista-aco-concreto>. Acesso em: 05 Feb. 2010.

ABCEM. Aplicação de estruturas metálicas em edifícios de múltiplos andares. **Construção Metálica**. Edição 88 1 2008 I ISSN 1414-6517.

ACI-ASCE Committee 426, (1973). The shear strength of reinforced concrete members. J. Struct. Div. ASCE.

AISC. **Specification for Structural Steel Buildings**. American Institute of Steel Construction, 2005.

ARAUJO, C, (2009). Estudo da transferência de forças na ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986). **Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Procedimento NBR 8800. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Procedimento NBR 8800. Rio de Janeiro.

BARROS, R.; GIONGO, J. S. Cálculo da área da armadura transversal em elementos lineares de concreto armado submetidas à ação de força cortante: análise ocmparativa entre os Modelos I e II da NBR 6118:2003. **50º Congresso Brasileiro do Concreto**, 2008, Salvador. Anais do 50ºCongresso Brasileiro do Concreto - CBC2008, 2008. p. 227-227.

BENUSSI, F.; BERNUZZI, C.; NOÈ, S.; ZANDONINI, R. (1996). **Experimental analysis of semi-rigid composite frames**. In: IABSE Colloquium Istanbul 1996: Semi-rigid structural connections. Proceedings. Istanbul, p. 105-114.

BREUNINGER, U. (2001). Design of lying studs with longitudinal shear force. In: Proceedings of International Symposium on Connections Between Steel and Concrete. University of Stuttgart, p. 1015-1024.

BIANCHI, F. R. (2002). Análise do comportamento dos pilares mistos considerando a utilização de conectores de cisalhamento. Dissertação. Vitória, Espírito Santo.

DAVID, D L, (2007). Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas prémoldadas. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

De NARDIN, Silvana; DEBS, Ana Lúcia H de Cresce El. **Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts.** Journal of Constructional Steel Research, v. 65, p. 342-350, 2009.

DIANA (2005a). DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9. **Element Library**. TNO DIANA, Delft, Netherland.

DIANA (2005b). DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9. **Material Library**. TNO DIANA, Delft, Netherland.

DIPAOLA, V. PRETE, F., PRETE, G. (2006); **The Elasto-Plastic Behaviour of Encased Composite Beams for Slim Floors in Multi-Storey Buildings.** Fédération Internationale du Béton Proceedings of the 2nd International Congress. Naples, Italy, June.

EUROCODE 4. **Design of composite steel and concrete structures**. ENV1994-1-1 – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels. 2004.

FARIAS, R S, (2008). **Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga pilar misto preenchido**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FERRARI, J F, (2007). Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, L.M.B. (2004). Ligações mistas viga-pilar: análise teórica e experimental. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

JU, Y.-K.; KIM, S.-D. (2005). Behavior of RC column to iTECH composite beam joint. Structures & Buildings, n.158, SB2, p.97-107.

KINDMANN et al (1993). Effect of Reinforced Concrete Between the Flanges of the Steel **Profile of Partially Encased Composite Beams**. J. Construct. Steel Research. Germany.

KLAIBER, F. W.; WIPF, T. J. (2000). An alternative shear connector for composite action. In: Mid-Continent Transportation Symposium Proceedings, May 15-16. Iowa State University.

KLINSKY, G.E.R.G. (1999). **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas**. 1v. 186p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

KOTINDA, T I, (2006). **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas**: ênfase ao estudo da interface laje-viga. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

NAKAMURA, S; NARITA, N, (2003). Bending and shear strengths of partially encased composite l-girders. Journal of Constructional Steel Research. Japan, 26 June.

PAES, J. L. R. (2003). Aportaciones Al Análisis Del Comportamiento Estructural de Sistemas de Forjados Mixtos Tipo "Slim Floor". Tesis Doctoral. Universitat Politécnica de Catalunya.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. (2006). Análise não-linear de blocos rígidos sobre quatro estacas. **Revista Ibracon de Estruturas.** Vol. 2, nº.3, p. 310-319, setembro;

TRISTÃO, G.A. (2002). Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TRISTÃO, G. A. (2006). Análise Teórica e Experimental de Ligações Viga Mista-Pilar de Extremidade com Cantoneiras de Assento e Alma. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil.

VIEST, I. M., COLACO, J. P., FURLONG, R. W., GRIFFIS, L. G., LEON, R. T., WYLLIE JR., L.A. (1997). Composite construction design for buildings. Ed. McGraw-Hill.

WANG et al., (2009). Loading capacity of composite slim frame beams. Journal of Constructional Steel Research. China.

WENG et al. (2002). Experimental Study of Shear Splitting Failure of Full-Scale Composite Concrete Encased Steel Beams. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING. September.

APÊNDICE A

!! Definição do sistema de unidade de medida e tipo de análise dimensional (2D)

FEMGEN PEB-B-R !! OU FEMGEN PEB-B-2R PROPERTY FE-PROG DIANA STRUCT_2D yes UTILITY SETUP UNITS LENGTH MILLIMETER UTILITY SETUP UNITS FORCE NEWTON

!! Definição da geometria

!!-----

!! Definição dos pontos

GEOMETRY POINT COORD 0 GEOMETRY POINT COORD 50 GEOMETRY POINT COORD 50 12.5 GEOMETRY POINT COORD 0 12.5 GEOMETRY POINT COORD 750 GEOMETRY POINT COORD 750 12.5 GEOMETRY POINT COORD 1450 GEOMETRY POINT COORD 1450 12.5 GEOMETRY POINT COORD 0 22.5 GEOMETRY POINT COORD 50 22.5 GEOMETRY POINT COORD 50 247.5 GEOMETRY POINT COORD 0 247.5 GEOMETRY POINT COORD 750 22.5 GEOMETRY POINT COORD 750 247.5 GEOMETRY POINT COORD 1450 22.5 GEOMETRY POINT COORD 1450 247.5 **GEOMETRY POINT COORD 0 257.5 GEOMETRY POINT COORD 50 257.5 GEOMETRY POINT COORD 50 270 GEOMETRY POINT COORD 0 270**
GEOMETRY POINT COORD 1450 257.5 GEOMETRY POINT COORD 1450 270

!! Definição das superfícies

!! Definição da superfície MESAINF referente à mesa inferior do perfil

CONSTRUCT SET OPEN MESAINF GEOMETRY SURFACE 4POINTS P1 P2 P3 P4 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P2 P5 P6 P3 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P5 P7 P8 P6 CONSTRUCT SET CLOSE

!! Definição da superfície CONCRETO referente ao concreto

CONSTRUCT SET OPEN CONCRETO GEOMETRY SURFACE 4POINTS P9 P10 P11 P12 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P10 P13 P14 P11 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P13 P15 P16 P14 CONSTRUCT SET CLOSE

!! Definição da superfície MESASUO referente à mesa superior do perfil

CONSTRUCT SET OPEN MESASUP GEOMETRY SURFACE 4POINTS P17 P18 P19 P20 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P18 P21 P22 P19 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P21 P23 P24 P22 CONSTRUCT SET CLOSE

!! Definição da superfície INF referente à interface inferior entre aço e concreto

CONSTRUCT SET OPEN INT1 CONSTRUCT SET OPEN INF GEOMETRY SURFACE 4POINTS P4 P3 P10 P9 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P3 P6 P13 P10 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P6 P8 P15 P13 CONSTRUCT SET CLOSE INF CONSTRUCT SET CLOSE INT1

!! Definição da superfície SUP referente à interface superior entre aço e concreto

CONSTRUCT SET OPEN INT2 CONSTRUCT SET OPEN SUP GEOMETRY SURFACE 4POINTS P12 P11 P18 P17 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P11 P14 P21 P18 GEOMETRY SURFACE 4POINTS P14 P16 P23 P21 CONSTRUCT SET CLOSE CONSTRUCT SET CLOSE

!!-----

!! Definição das divisões das linhas nas superfícies para a geração da malha de elementos finitos

MESHING DIVISION SURFACE S1 4 2 MESHING DIVISION SURFACE S2 52 2 MESHING DIVISION SURFACE S3 60 2 MESHING DIVISION SURFACE S4 4 18 MESHING DIVISION SURFACE S5 52 18 MESHING DIVISION SURFACE S6 60 18 MESHING DIVISION SURFACE S7 4 2 MESHING DIVISION SURFACE S7 4 2 MESHING DIVISION SURFACE S9 60 2 MESHING DIVISION SURFACE S10 4 1 MESHING DIVISION SURFACE S10 4 1 MESHING DIVISION SURFACE S12 60 1 MESHING DIVISION SURFACE S12 60 1 MESHING DIVISION SURFACE S13 4 1 MESHING DIVISION SURFACE S14 52 1 MESHING DIVISION SURFACE S14 52 1

!! Definição dos tipos de elementos finitos

MESHING TYPES INT1 IL33 CL12I MESHING TYPES S10 IL33 CL12I BASE L3 MESHING TYPES S11 IL33 CL12I BASE L7 MESHING TYPES S12 IL33 CL12I BASE L10 MESHING TYPES INT2 IL33 CL12I MESHING TYPES S13 IL33 CL12I BASE L21 MESHING TYPES S14 IL33 CL12I BASE L25 MESHING TYPES S15 IL33 CL12I BASE L28 MESHING TYPES MESAINF QU8 CQ16M MESHING TYPES MESASUP QU8 CQ16M MESHING TYPES MESASUP QU8 CQ16M MESHING GENERATE

!! Definição das condições de contorno

PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L9 X PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L19 X PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT L29 X PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT P2 Y

!!-----

!! Definição as propriedades geométricas elástica lineares e não lineares dos materiais

PROPERTY MATERIAL CONC ELASTIC ISOTR 33975.4 0.2

PROPERTY MATERIAL CONC STATNONL CONCBRIT TOTCRKRO DIRECT EXPONE CONSTA 2.403 0.156 0 36.17

PROPERTY MATERIAL MESAI ELASTIC ISOTROP 205000 0.3 PROPERTY MATERIAL MESAI STATNONL METALS VMISES NONE 345.1 PROPERTY MATERIAL MESAS ELASTIC ISOTROP 205000 0.3 PROPERTY MATERIAL MESAS STATNONL METALS VMISES NONE 345.1 PROPERTY PHYSICAL VIGA1 GEOM PLANSTRS THREGULR 250 PROPERTY PHYSICAL VIGA2 GEOM PLANSTRS THREGULR 250 PROPERTY PHYSICAL VIGA3 GEOM PLANSTRS THREGULR 130 PROPERTY PHYSICAL INTER1 GEOMETRY INTERFAC LINE MEMBRA 250 PROPERTY PHYSICAL INTER2 GEOMETRY INTERFAC LINE MEMBRA 130 PROPERTY PHYSICAL INTER2 GEOMETRY INTERFAC LINE MEMBRA 130 PROPERTY MATERIAL INTE1 STATNONL INTERFAC BONDSLIP DOERR 10 0.01 PROPERTY MATERIAL INTE2 ELASTIC INTERFAC 100000 100000 PROPERTY MATERIAL INTE2 STATNONL INTERFAC BONDSLIP DOERR 10 0.01

!! "Atachamento" das propriedades geométricas e físicas aos materiais

PROPERTY ATTACH MESAINF MESAI VIGA1 PROPERTY ATTACH CONCRETO CONC VIGA2 PROPERTY ATTACH MESASUP MESAS VIGA3 PROPERTY ATTACH INT1 INTE1 INTER1 PROPERTY ATTACH INT2 INTE2 INTER2

!!-----

!! Definição do carregamento por imposição de deslocamento

PROPERTY LOADS DISPLACE CARGA 1 P22 -25 Y

!!-----

!! Definição da armadura que simula a alma do perfil de aço

!!-----

!! Definição dos pontos da armadura

GEOMETRY POINT COORD 5 12.5 GEOMETRY POINT COORD 5 237.5 REINFORCE BAR SECTION RE1 P25 P26 REINFORCE COPY RE1 RE145 144 TRANSLATE 10

!! Definição as propriedades geométricas elástica lineares e não lineares

PROPERTY MATERIAL ALMASIM ELASTIC ISOTROP 205000 0.3 PROPERTY MATERIAL ALMASIM STATNONL METALS VMISES NONE 345.1 PROPERTY PHYSICAL ALMA GEOM REINFORCE BAR 63 REINFORCE BAR ALM RE1 RE2 RE3 RE4 RE5 RE6 RE7 RE8 RE9 RE10 RE11 RE12 RE13 RE14 RE15 RE16 RE17 RE18 RE19 RE20 RE21 RE22 RE23 RE24 RE25

RE26 RE27 RE28 RE29 RE30 RE31 RE32 RE33 RE34 RE35 RE36 RE37 RE38 RE39 RE40 RE41 RE42 RE43 RE44 RE45 RE46 RE47 RE48

REINFORCE BAR ALM2 RE49 RE50 RE51 RE52 RE53 RE54 RE55 RE56 RE57 RE58 RE59 RE60 RE61 RE62 RE63 RE64 RE65 RE66 RE67 RE68 RE69 RE70 RE71 RE72 RE73 RE74 RE75 RE76 RE77 RE78 RE79 RE80 RE81 RE82 RE83 RE84 RE85 RE86 RE87 RE88 RE89 RE90 RE91 RE92 RE93 RE94 RE95

REINFORCE BAR ALM3 RE96 RE97 RE98 RE99 RE100 RE101 RE102 RE103 RE104 RE105 RE106 RE107 RE108 RE109 RE110 RE111 RE112 RE113 RE114 RE115 RE116 RE117 RE118 RE119 RE120 RE121 RE122 RE123 RE124 RE125 RE126 RE127 RE128 RE129 RE130 RE131 RE132 RE133 RE134

REINFORCE BAR ALM4 RE135 RE136 RE137 RE138 RE139 RE140 RE141 RE142 RE143 RE144 RE145

!! "Atachamento" das propriedades geométricas e físicas

PROPERTY ATTACH ALM ALMASIM ALMA PROPERTY ATTACH ALM2 ALMASIM ALMA PROPERTY ATTACH ALM3 ALMASIM ALMA PROPERTY ATTACH ALM4 ALMASIM ALMA

!! Deslocamento dos pontos da interface para pontos em uma mesma linha para cada uma

CONSTRUCT TRANSFRM TRANSLATE TR1 P15 P8 CONSTRUCT TRANSFRM TRANSLATE TR2 P23 P16 GEOMETRY MOVE CONCRETO TR1 YES GEOMETRY MOVE MESASUP TR2 YES MESHING GENERATE

!! Definição dos Set's do ponto de carregamento e do ponto de deslocamento vertical máximo

CONSTRUCT SET OPEN CARG CONSTRUCT SET APPEND P22 CONSTRUCT SET CLOSE CONSTRUCT SET OPEN FLECHA CONSTRUCT SET APPEND P7 CONSTRUCT SET CLOSE

!! Definição da geometria da armadura

!!-----

!! Definição dos pontos

GEOMETRY POINT COORD 20 40.65 !! OU GEOMETRY POINT COORD 20 41.5 PARA PEB-B-2R GEOMETRY POINT COORD 1450 40.65 !! OU GEOMETRY POINT COORD 1450 41.5 PARA PEB-B-2R GEOMETRY POINT COORD 20 209.35 GEOMETRY POINT COORD 1450 209.35 GEOMETRY POINT COORD 28.8 35 GEOMETRY POINT COORD 28.8 215

I Definição dos tipos de armadura REINFORCE BAR SECTION RE146 P315 P316 REINFORCE BAR SECTION RE147 P317 P318 REINFORCE BAR SECTION RE148 P319 P320 REINFORCE COPY RE148 RE161 13 TRANSLATE 105 REINFORCE BAR ESTRIBO RE148 RE149 RE150 RE151 RE152 RE153 RE154 RE155 RE156 RE157 RE158 RE159 RE160 RE161 REINFORCE BAR AINF RE146 REINFORCE BAR ASUP RE147

!! Definição as propriedades geométricas elástica lineares e não lineares da armadura

PROPERTY MATERIAL PORTAEST ELASTIC ISOTROP 205000 0.3 PROPERTY MATERIAL PORTAEST STATNONL REINFORCE VMISES NONE 700 PROPERTY MATERIAL ALONGITI ELASTIC ISOTROP 205000 0.3 PROPERTY MATERIAL ALONGITI STATNONL REINFORCE VMISES NONE 552 PROPERTY MATERIAL ALONGITS ELASTIC ISOTROP 205000 0.3 PROPERTY MATERIAL ALONGITS STATNONL REINFORCE VMISES NONE 552 PROPERTY PHYSICAL ESTRSEC GEOM REINFORCE BAR 78.54 PROPERTY PHYSICAL ALONGI GEOM REINFORCE BAR 124.69

!! OU PROPERTY PHYSICAL ALONGI GEOM REINFORCE BAR 201.06 PARA PEB-B-2R

PROPERTY PHYSICAL ALONGS GEOM REINFORCE BAR 124.69 PROPERTY ATTACH ESTRIBO PORTAEST ESTRSEC PROPERTY ATTACH AINF ALONGITI ALONGI PROPERTY ATTACH ASUP ALONGITS ALONGS

!! Visualização dos elementos finitos

EYE FRAME ALL VIEW MESH