UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA, ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

CONECTOR DE CISALHAMENTO TIPO PINO CO CABEÇA PARA VIGA MISTA AÇO-CONCRETO COM LAJE ALVEOLAR

MARCEL WILLIAM REIS SALES

D0099E14 GOIÂNIA 2014

MARCEL WILLIAM REIS SALES

CONECTOR DE CISALHAMENTO TIPO PINO COM CABEÇA PARA VIGA MISTA AÇO-CONCRETO COM LAJE ALVEOLAR

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Mecânica das Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Daniel de Lima Araujo

D0099E14 GOIÂNIA 2014

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação na (CIP) GPT/BC/UFG

Sales, Marcel Willian Reis.

S163c Conector de cisalhamento tipo pino com cabeça para viga mista aço-concreto com laje alveolar [manuscrito] / Marcel Willian Reis Sales. - 2014.

xv, 112 f. : il., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2014.

Bibliografia.

Inclui lista de figuras, abreviaturas, siglas e tabelas. Apêndices.

1. Vigas – Aço e concreto 2. Laje alveolar 3. Estruturas de concreto 4. Cisalhamento – Conectores. I. Título.

CDU 624.012.45



Universidade Federal de Goiás Escola de Engenharia Civil Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

Conector de Cisalhamento Tipo Pino com Cabeça para Viga Mista Aço-Concreto com Laje Alveolar

Marcel Willian Reis Sales

Dissertação defendida e aprovada pela banca constituida pelos senhores:

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo (GECON/UFG)

Prof.* Dr.* Sylvia Regina Mesquita de Almeida (GECON/UFG)

Prof. Dr. Vladimir Guilherme Haach (EESC/USP)

Goiânia, 27 de agosto de 2014





TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES

EDISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS (TEDE) NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

Autor (a): Marce		reel William	Reis S	ales	P			
CPF: 02508955108		08955108						
E-mail:	Ma	rcel.engcivi	il@hotn	nail.com		1000		
Seu e-ma	il pode ser	disponibili	zado na	página? [x]Sim [] Não		
Vinculo e	empregatic	io do autor:		Servidor públ	ico			
Agência Superior	de fomento	c Campanh	a Nacio	nal de Aperfei	çoamento de l	Pessoal de Nível	Sigla:	CA PE
País:	Brasil			UF: Go	CNPJ:			1.9
Título:	Conecto alveolar	Conector de cisalhamento tipo pino com cabeça para viga mista aço-concreto com laj						
Palavras-chave: Viga mista a de cisalhame			nista aç Ihamen	o-concreto. La to. Ensaio de ci	je alveolar de salhamento di	concreto pré-m reto.	oldado, Co	onecto
Titulo em outra lingua: Sher			Shear slab	Connector stu	id bolt to con	nposite beams v	with hollo	w con
Palavras-chave em outra lingua:				Composite beam steel and concrete. Alveolar precast concrete slab. Shear connector, push out test				
Área de c	oncentraçã	io:	Enger	haria Civil - E	struturas			
Data defesa: (dd/mm/aaaa)			110000	27/08/2014				
Programa de Pós-Graduação:		Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção civil						
Orientador (a): Daniel de Limr		e Lima	Araújo	the second s	200		_	
E-mail: daniel.araujo.ufg		jo.ufg/a	gmail.com					
the second	ador (a):		201 202					
Co-orient	and the second se							

de disponibilização parcial, assinale as permissões:

[x] Capítulos. Especifique: Capítulos: 1, 2, 3 e 5; Apêndices.

[] Outras restrições:

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação.

O Sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.

Maral William Ris Solle Data: 23/ 10/ 2014 Assinatura do (a) autor (a)

Em caso de restrição, esta poderá ser mantida por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Todo resumo e metadados ficarão sempre disponibilizados.

À minha mãe Maria e ao meu pai José, e a todos que fizeram parte dessa trajetória, meu muito obrigado!

AGRADECIMENTOS

É com grande prazer e alegria que venho a obter o título de mestre Programa de Pós Graduação em Geotécnia, Estruturas e Construção Civil pela respeitada Universidade Federal de Goiás. Espero ter dado orgulho àqueles que fizeram parte dessa dura trajetória, porém gratificante.

Primeiramente gostaria de agradecer aos meus pais, Maria Terezinha dos Reis Sales e José de Souza Sales, que com muita luta e trabalho, acreditaram e me motivaram, sempre dando apoio e estrutura familiar. À minha família que sempre me apoiaram e souberam da dificuldade que seria. Não fossem todos eles, nada seria possível

Ao meu orientador, Professor Daniel, que admiro pelo conhecimento, compromisso e seriedade que são qualidades atribuídas a poucos.

Ao Frederico, à Sylvia e ao Zenon os quais fizeram parte de meu crescimento acadêmico.

A todos os meus amigos, Diego, Joaquim, Vitor, Wanderlei pelos momentos e conselhos.

A Géssica Mariano por ter me ajudado muito Nesse período.

A todos vocês, o meu muito obrigado.

Ao CNPq pelo financiamento da pesquisa por meio da Chamada Pública MCTI/CNPq/MEC/Capes - Ação Transversal nº06/2011 – Casadinho/Procad.

À CAPES pela concessão de bolsa de estudo.

Às empresas MOLD – Estruturas Pré-moldadas e Belgo Bekaert Arames pela doação de materiais utilizados na pesquisa.

RESUMO

As vigas mistas de aço e concreto são estudadas há bastante tempo. O mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento longitudinais pela interface entre a viga e a laje normalmente se dá por meio de conectores de cisalhamento. Nesse caso, o comportamento conjunto dos dois materiais depende da resistência e da rigidez do conector na interface, sendo bem conhecido para os conectores do tipo pino com cabeça associados com laje maciça de concreto. Entretanto, há pouca informação sobre conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça associados com laje alveolar de concreto pré-moldado. Este trabalho tem por objetivo determinar, por meio de ensaios de cisalhamento direto, a resistência de conectores do tipo pino com cabeça quando associados com laje alveolar de concreto pré-moldado e presença de capa de concreto. São analisadas lajes alveolares com duas alturas diferentes e capa de concreto de 40 mm de espessura. Também é variada a resistência do concreto de preenchimento e a taxa de armadura transversal à ligação. Os resultados são comparados com prescrições normativas e sugestões de outros trabalhos. Ao final, é proposta a modificação de uma expressão normalmente utilizada para avaliar a resistência do conector tipo pino com cabeça e laje alveolar de modo a adequá-la à situação de laje alveolar com capa de concreto

Palavras chave: Viga mista aço-concreto. Laje alveolar de concreto pré-moldado. Conector de cisalhamento. Ensaio de cisalhamento direto.

ABSTRACT

Composite beams of steel and concrete are studied for some time. The mechanism of transfer of longitudinal shear stresses on the interface between the beam and the slab usually occurs by means of shear connectors. In this case, the set of two materials behavior depends on the strength and rigidity of the connector on the interface, being well known for connectors with pin-type head associated with massive concrete slab. However, there is little information on shear connectors with pin-type head associated with hollowcore slab concrete. This study aims to determine, by means of direct shear tests, the resistance of connectors with pin-type head when associated with cellular slab and precast concrete presence of cover concrete. Hollow core slabs are analyzed with two different heights and concrete cover of 40 mm in thickness. Is also varied the strength of concrete fill and rate of shear reinforcement at the link. The results are compared with normative prescriptions and suggestions for other jobs. At the end, we propose the modification of an expression commonly used to evaluate the resistance of stud bolt and alveolar slab so as to adapt it to the situation of cellular concrete slab with hood.

Keywords: Composite beam steel and concrete. Alveolar precast concrete slab. Shear connector. push out test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 - Resistência ao momento fletor de uma seção mista aço-concreto Fonte: MALITE (1990)
Figura 2.1 - Primeiro conector proposto – conector espiral, (VIEST, 1960 apud CHAVES, 2009)
Figura 2.2 - Conectores rígidos, (CHAPMAN, 1964 apud CHAVES, 2009)19
Figura 2.3 - Conector Perfil U laminado (FRUCHTENGARTEN, 2010 apud CHAVES, 2009)
Figura 2.4 - Conector <i>Perfobond</i> , (CÂNDIDO-MARTINS et. al., 2010)
Figura 2.5 - Conector tipo pino com cabeça ou <i>Stud bol</i> t (CÂNDIDO-MARTINS et. al., 2010)
Figura 2.6 - Tipos mais usuais de conectores de cisalhamento (MALITE, 1990)20
Figura 2.7 - Diagrama de força x deformação do conector (MALITE, 1990)21
Figura 2.8 - Interação conector – concreto envolvente (OEHLERS; BRADFORD, 1995)21
Figura 2.9 Processo de soldagem dos conectores do tipo pino com cabeça (KOTINDA, 2006)
Figura 2.10 Formas de ruptura do conector tipo pino com cabeça: (a) ruptura por flexão e (b) ruptura por corte na base do conector (OEHLERS; BRADFORD, 1995)
Figura 2.11 tipos de fissuras na laje devido à força concentrada aplicada pelo conector (OEHLERS, 1989)
Figura 2.12 Configuração deformada de vigas mistas (OEHLERS; BRADFORD, 1995)24
Figura 2.13 Deformada da seção transversal de vigas mistas, (QUEIROZ <i>el al</i> , 2001 <i>apud</i> PAULO, 2007)

Figura 2.14 Forças atuando numa dada seção da viga mista	25
Figura 2.15 Distribuição de tensões e deformações na seção de uma viga mista em grau de conexão (OEHLERS; BRADFORD, 1995)	função do 27
Figura 2. 16 – Influência da taxa de armadura transversal na ductilidade da ligação 2007)	(Lam, 31
Figura 2. 17 – Modelo ensaiodo por Lam (2007)	31
Figura 2. 18 – Modelo computacional de Sales e Araujo (2013)	
Figura 3. 1 - Seção transversal da laje alveolar de 160 mm de altura	
Figura 3. 2 - Dimensões do conector tipo pino com cabeça	
Figura 3. 3 - Seção transversal do aço utilizado no modelo de Cisalhamento direto.	40
Figura 3. 4 - Tela soldada e locada com espaçadores	40
Figura 3. 5 - Furo no perfil	41
Figura 3. 6 - representação do apoio do perfil e da escora das lajes	41
Figura 3. 7 - Camada de graxa sobre a fibra superior do perfil	42
Figura 3. 8 - Projeto de escoras para a primeira concretagem	43
Figura 3. 9 - Projeto das fôrmas Lajes de 210 mm	44
Figura 3. 10 - Projeto das fôrmas Lajes de 160 mm	45
Figura 3. 11 - Projeto de escoras para a segunda concretagem	46
Figura 3.12 Dimensões dos modelos de cisalhamento direto (em milímetros)	47
Figura 3.13 Instrumentação dos conectores com extensômetros	48
Figura 3.14 Detalhe da instrumentação da barra transversal com extensômetro elét	rico48
Figura 3.15- Laje alveolar com chave de cisalhamento de 50 mm (típico)	49

Figura 3.16 – Modelo M-210-8 SC, sem chaves de cisalhamento
Figura 3.17– Esquema da posição dos transdutores no modelo de cisalhamento direto50
Figura 3.18– Modelo de cisalhamento direto sendo ensaiado
Figura 4. 1– Forma de ruptura nos modelos M-160-0 e M-210-0 sem armadura transversal53
Figura 4. 2- Deformada do conector – modelos M-160-0 e M-210-054
Figura 4. 3– Deformação no conector para os modelos sem armadura transversal
gura 4. 4- Deformada do conector obtida da modelagem computacional e do trabalho de Paulo (2007)
Figura 4. 5– Deformação no conector para os modelos com laje alveolar de 160 mm e armadura transversal
Figura 4. 6– Ruína dos modelos com laje alveolar de 160 mm e armadura transversal57
Figura 4. 7– Deformação no conector para os modelos com laje alveolar de 210 mm e armadura transversal
Figura 4. 8 – Ruína dos modelos com laje alveolar de 210 mm e armadura transversal61
Figura 4. 9– Deformação na armadura transversal para os modelos com laje alveolar de 160 mm
Figura 4. 10– Deformação na armadura transversal para os modelos com laje alveolar de 210 mm
Figura 4. 11– Deslizamento na interface para os modelos com laje alveolar de 160 mm66
Figura 4. 12– Deslizamento na interface para os modelos com laje alveolar de 210 mm67
Figura 4. 13– Distribuição do momento fletor ao longo da altura do conector engastado- engastado pelo método da viga sob base elástica70
Figura 4. 14– Deformada do conector engastado-engastado pelo método da viga sob base elástica para uma força de 40 kN71

Figura 4. 15- Rigidez da base elástica (K) versus Momento fletor no conector na seção a 40	
mm da base (Eq. 2.23)	72
Figura 4. 16– gráfico de em função do diâmetro da armadura	76
Figura 4. 17– em função da altura da laje mais a capa (H+c)	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Ensaios de cisalhamento direto e variáveis	37
Tabela 3.2- Propriedades da armadura transversal	38
Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas do conector tipo pino com cabeça	39
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do perfil laminado (PERFIS GERAL, 2013)	40
Tabela 3.5 - Composição do traço, por metro cúbico, do concreto moldado no local	41

Tabela 4.1 Propriedades do concreto moldado no local
Tabela 4. 2 Energia no modo I de fratura do concreto (N.mm/mm ²) 52
Tabela 4. 3 Comparação dos modelos em relação as Lajes Maciças 59
Tabela 4. 4 Rigidez da base elástica do conector engastado-engastado para a força de 40
kN (TANAKA E MURAKOSHI, 2011)
Tabela 4. 5 Valor médio da rigidez empírica da base elástica para os modelos de
cisalhamento direto com laje alveolar e armadura transversal
Tabela 4. 6 - Força última dos modelos e parâmetros 75
Tabela 4. 7 - Representação utilizando a equação 4.8 nas Lajes de 160 mm
Tabela 4. 8 - Relação entre a força última experimental e obtida de normas e expressões
da literatura
Tabela 4. 9 Abatimento troco cone das concretagens dos modelos

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos Romanos:

а	-	Espaçamento entre os conectores
b _e	-	Largura efetiva da laje de concreto
b_{f}	-	Largura da mesa do perfil metálico
c	-	Altura da capa
d	-	Altura da viga metálica
d_{ec1}	-	Distância do centro do conector ao canto da laje
h	-	Altura do pino
\mathbf{h}_{ef}	-	Altura efetiva da laje de concreto.
$h_{\rm w}$	-	É a altura da alma
f_{ctm}	-	Média das resistências características à compressão do concreto de
		preenchimento e do concreto da laje alveolar, obtida em ensaios de corpos-de- prova cilíndricos (MPa)
$f_{\rm ck}$	-	Resistência característica à compressão medida em corpos-de-prova cilíndricos
$f_{\rm cm}$	-	Resistência média à compressão do concreto MPa
$f_{ m y}$	-	É a resistência do aço em MPa
t_{f}	-	Espessura da mesa do perfil metálico
n	-	Número de conectores
to	-	É a espessura da alma
W	-	Altura da laje alveolar
A_{cs}	-	Área da seção transversal do conector
A_t	-	Área tracionada de aço
E	-	Módulo de elasticidade do material
E_{c}	-	Módulo de elasticidade do concreto
E_{cm}	-	Média dos módulos de elasticidade do concreto de preenchimento e do concreto da laje alveolar (MPa);
F _{exp}	-	Força obtida nos ensaios de cisalhamento direto
F _c	-	Força no concreto
F_{sh}	-	Resistência da ligação
F_{s1}	-	Força de compressão no aço

F_{s2}	-	Força de tração no aço
Fu	-	Força última do ensaio de cisalhamento direto
F _{td}	-	Resultante de tração no aço.
\mathbf{P}_{sh}	-	Força cisalhante que surge na interface devido à conexão
Pu	-	Força última do conector
Pu	-	Força ultima de dimensionamento e dos ensaios
Qn	-	Resistência nominal de um conector
Qr	-	Resistência de corte de projeto
R _g , R _p	-	Fatores que consideram a redução de resistência do conector quando usado em lajes com fôrma de aço incorporada (NBR 8800); para lajes maciças $R_g = R_p = 1,0$.
R _{cd}	-	Resultante máxima de compressão do concreto
R _{td}	-	Resultante máxima de tração no aço
Х	-	Parâmetro de rigidez da base elástica

Símbolos Gregos:

-	Parâmetro que leva em conta a altura e o diâmetro do conector na resistência
da conexão	

- O parâmetro que leva em conta as variáveis de junta longitudinal
- Parâmetro que leva em conta a altura da laje alveolar mais capa estrutural
- Parâmetro que leva em conta a altura e o diâmetro do conector na resistência

da conexão

С	-	Deformação nos conectores
	-	Coeficiente de segurança igual a 1,4
cs	-	Coeficiente dado por norma para combinações normais de ações
S	-	Fator de segurança, igual a 1,25.
a1	-	Coeficiente de segurança utilizado em estados limites de flambagem e escoamento, e quando e condição normal vale 1,10.
n	-	Coeficiente que leva em consideração a ruptura do concreto
	-	Grau de conexão
μ.	-	Coeficiente que leva em consideração a ruptura do aço

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	-	American Concrete Institute
AISC	-	American Institute of Steel Construction
ASSHO	-	American Association of State High Officials
AASHTO	-	American Association of State Highway and Transportation
ASTM	-	American Soceity for Testing and Materials
EUROCODE	-	European Committee for Standardisation
L.N.	-	Linha Neutra
PPG-GECON Civil	-	Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção
PCI	-	Precast/Prestressed Concrete Institute

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO14	4
1.1 OBJETIVO	5
1.2 JUSTIFICATIVA	5
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO17	7
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
CONECTORES DE CISALHAMENTO	3
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS VIGAS MISTAS	3
2.2.1 Interação e conexão aço-concreto	1
2.2.2 Dimensionamento da conexão	7
2.3 TRABALHOS RELEVANTES SOBRE CONECTORES	3
CAPÍTULO 3 METODOLOGIA	7
3.1 MATERIAIS	3
3.2 MONTAGEM DOS MODELOS41	l
3.3 MÉTODOS DE ENSAIO47	7
CAPÍTULO 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	1
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO	l
4.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	2
4.2.1 Forma de ruptura dos modelos	3
4.2.2 Deformação da armadura transversal63	3
4.2.3 Deslizamento relativo na interface	5
4.2.4 Análise do conector em regime elástico pelo método da viga sob base elástica 69)
4.2.5 Proposta de equação para dimensionamento da ligação73	3
4.2.6 Avaliação da resistência do conector por meio de normas e códigos de projeto79)
CAPÍTULO 5	3
CONCLUSÕES E SUGESTÕES	3
REFERÊNCIAS	5
APÊNDICE A - Modelagem computacional de uma ligação de cisalhamento com conector tipo pino com cabeca	9
APÊNDICE B – Slump das concretagens dos modelos	3

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

A associação de vigas de aço e laje de concreto alveolar ainda é pouco explorada. Poucos trabalhos foram produzidos de forma a entender o funcionamento da ligação entre estes elementos. Porém esse entendimento é de suma importância visando um melhor aproveitamento desse sistema construtivo. Segundo *Lam et. al* (1998), as vigas de aço e concreto são usadas desde 1920 na Europa, nos Estados Unidos e no Canadá. Pelo fato de o Brasil ser um grande produtor de aço, sua utilização se torna viável, porém, seu emprego depende não apenas da viabilidade econômica, mas também de sua eficiência estrutural e facilidade de montagem.

A interação nesse sistema construtivo é feita por meios mecânicos (como por exemplo, conectores, mossas e ressaltos), por atrito e aderência, já que as demais parcelas são destruídas com pequenos deslizamentos na interface. Nesse caso, a ligação na interface é garantida por dispositivos metálicos denominados conectores. Nessa interação, o perfil metálico (geralmente em forma de I) é tracionado, enquanto a laje de concreto é uma região predominantemente comprimida.

Alguns aspectos importantes que devem ser considerados no projeto desse sistema construtivo são a continuidade da viga (que pode ser biapoiada, contínua, semi-contínua), o grau de interação entre a viga e a laje (a interação total ou parcial), o grau de conexão e os processos construtivos escolhidos (lajes escoradas ou não).

A laje alveolar em concreto protendido é uma boa opção para estruturas mistas devido à diminuição dos escoramentos, aumento de vãos livres e facilidade de montagem. Porém, tanto a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) como as normas internacionais, não consideram esse tipo de laje nas suas recomendações de projeto, apesar de sua larga utilização em edifícios comerciais.

1.1 OBJETIVO

Este trabalho é continuidade de uma pesquisa desenvolvida por Paulo (2007), diferenciandose pela resistência do concreto de preenchimento da ligação. Nesse sentido, ele tem por objetivo complementar o estudo do comportamento da associação entre vigas metálicas e laje alveolar em concreto protentido de modo a determinar a resistência da ligação com conectores tipo pino com cabeça (*stud bolt*) quando é utilizado concreto de preenchimento de menor resistência à compressão em relação ao concreto de Paulo (2007). Para isso, serão realizados ensaios de cisalhamento direto (*Push-out Test*) para se atingir os seguintes objetivos específicos nessa pesquisa:

- Avaliar a influência da altura da laje alveolar (e, consequentemente, da altura do conector) na resistência da ligação;
- Avaliar a influência da taxa de armadura transversal ao conector na resistência da ligação.

1.2 JUSTIFICATIVA

As vantagens do uso do aço estrutural associado ao concreto armado são evidentes, pois o primeiro trabalha bem à tração e o segundo resiste bem à compressão.

A construção em aço é muito produtiva na fase de execução da estrutura metálica e lenta na fase de execução das lajes quando utilizados os sistemas convencionais de lajes de concreto moldado no local, pois envolvem as etapas de montagem de escoramento, lançamento e cura do concreto. Se forem empregados elementos pré-industrializados, como a laje alveolar, a produtividade da execução do piso aumenta, sem contar a qualidade da laje empregada e a redução significativa de escoramentos.

A Figura 1.1 mostra um comparativo, baseado em Malite (2002), da resistência ao momento fletor de uma seção composta aço-concreto (laje de concreto moldado no local) dimensionada como viga metálica isolada, como viga composta com *conexão completa* e como viga composta com *conexão parcial*. Nota-se o aumento da resistência à flexão da seção transversal quando a viga de aço e a laje de concreto trabalham em conjunto, sendo esse aumento tanto maior quanto maior a resistência dos conectores de cisalhamento na interface.

Um problema relacionado a essa associação, é, ainda, o custo econômico dos elementos industriais comparado com o sistema convencional em concreto moldado no local. Porém, esta é uma abordagem superficial devido ao fato de que o sistema com lajes alveolares reduz o tempo de execução, a mão de obra empregada é menor e melhor preparada, e, consequentemente, a qualidade da construção é maior tanto no que tange a eficiência estrutural quanto à redução do impacto ambiental.

O emprego da laje alveolar também permite o aumento dos vãos da estrutura se comparado, por exemplo, ao sistema convencional com fôrma metálica incorporada (*steel deck*). Isso pode possibilitar novas formas arquitetônicas por reduzir a quantidade de pilares e fundações.

Por ainda não existir recomendações de projeto nas normas que tratam do projeto e execução de vigas mistas com laje alveolar, tanto no Brasil como no exterior, esta pesquisa se torna de grande importância para contribuir com a utilização de forma correta desse sistema construtivo, incrementando o conhecimento acerca da resistência da interface aos esforços de cisalhamento quando se utilizam lajes alveolares de concreto pré-moldado.





1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No **capítulo 1** é feita uma introdução sobre o assunto. Abordando fatos sobre normas, características do sistema, vantagens, bem como os objetivos almejados, a justificativa e a descrição de cada um dos capítulos.

No **capítulo 2** são apresentados os marcos históricos do estudo de elementos mistos (aço e concreto) e algumas das diversas formulações teóricas encontradas na revisão da literatura.

No **capítulo 3** é apresentando, de forma clara, as características dos materiais empregados, a modelagem experimental, a metodologia de ensaios, detalhando assim todo o programa experimental.

No **capítulo 4** são analisados os resultados obtidos nos ensaios em comparação com a das literaturas vigentes. Em forma de gráficos e tabelas.

No capítulo 5 são realizadas as conclusões e observações retiradas das análises.

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada um breve relato da utilização dos conectores tipo pino com cabeça no mundo e no Brasil. Comenta-se sobre os tipos de conectores, sendo os conectores flexíveis os mais utilizados. Na sequência, introduz-se o assunto do comportamento estrutural dos conectores, abordando os conceitos de *grau de conexão* e *grau de interação*. São abordados, ainda, os métodos de dimensionamento da ligação de vigas mistas aço-concreto com laje maciça e laje alveolar, bem como o dimensionamento da seção transversal de vigas mistas sujeitas a solicitações normais.

CONECTORES DE CISALHAMENTO

Existem na literatura vários trabalhos que datam do início do estudo de estruturas mistas. Malite (1990) cita estudos referentes ao início de 1914 na Inglaterra, bem como uma série de ensaios feitos no Canadá em 1922. Com a evolução dos métodos de dimensionamento das vigas de aço com laje de concreto, foram incorporadas conexões mecânicas entre os dois elementos.

Ainda segundo Malite (2002), em 1930 o método de dimensionamento já estava praticamente definido. Em 1944 o assunto foi então abordado na *American Association of State High Officials* (ASSHO), que atualmente passou a ser chamada por *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). No Brasil, Malite (2002) afirma que a construção mista ficou limitada a alguns edifícios pioneiros construídos entre os anos de 1950 e 1960 e pequenas pontes.

Os conectores são dispositivos mecânicos que conectam as partes das estruturas mistas, como aço e concreto, com a finalidade de absorver as tensões de cisalhamento que ocorrem na interação entre as interfaces das peças. O estudo dos conectores de cisalhamento foi iniciado na Suíça. A transmissão das tensões de cisalhamento pela interface entre a laje de concreto e a viga de aço era garantida pelos Suíços da época por meio de barras redondas com formato de hélice. Tal conector ficou conhecido como "conector espiral" e é ilustrado na Figura 2.1.



Figura 2.1 - Primeiro conector proposto – conector espiral, (VIEST, 1960¹ apud CHAVES, 2009)

Na Europa, por volta da década de sessenta do século vinte, as pesquisas caminharam para conectores rígidos combinados com ganchos e presilhas, como ilustrado na Figura 2.2.

Figura 2.2 - Conectores rígidos, (CHAPMAN², 1964 apud CHAVES, 2009)



Exemplos de conectores comumente utilizados são os perfis U, laminado ou dobrado a frio como mostrado na Figura 2.3, o *P*erfobond, que é um conector com aberturas circulares mostrado na Figura 2.4, e o *Stud bolt*, caracterizado por ser um pino circular com cabeça que é soldado sobre o perfil de aço, como pode ser visto na Figura 2.5.

Os conectores, geralmente, são classificados como flexíveis ou rígidos. Os flexíveis são os mais utilizados pela facilidade de realização de solda automática, bem como excelente comportamento estrutural. Na Figura 2.6 são mostrados alguns tipos de conectores flexíveis e rígidos.

¹ VIEST, I. (1960). Review of research on composite steel-concrete beams. Journal of the Structural Division, v. 86, n.6, p. 1 - 22.

² CHAPMAN, J. C. (1964). Composite construction in steel and concrete: behavior of composite beams. The Structural Engineer, v. 42, n. 4, p. 115 – 125.



Figura 2.3 - Conector Perfil U laminado (FRUCHTENGARTEN³, 2010 apud CHAVES, 2009)

Figura 2.4 - Conector *Perfobond*, (CÂNDIDO-MARTINS et. al., 2010)



Figura 2.5 - Conector tipo pino com cabeça ou Stud bolt (CÂNDIDO-MARTINS et. al., 2010)



Figura 2.6 - Tipos mais usuais de conectores de cisalhamento (MALITE, 1990)



³ FRUCHTENGARTEN, J. (1995). Sobre a estabilidade de perfis de seção aberta. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

O conector flexível sob carregamento crescente pode continuar a se deformar, mesmo após atingir a resistência máxima, sem que ocorra o colapso devido à sua ductilidade (Figura 2.7). Isso permite que os conectores vizinhos alcancem sua resistência máxima, redistribuindo as tensões de cisalhamento que surgem na interface das vigas mistas. Devido a essa uniformização, é possível utilizar os conectores de forma igualitariamente espaçada ao longo do vão da viga.





Os conectores tipo pino com cabeça garantem sua flexibilidade devido à dimensão da haste. Já a cabeça tem dupla função: melhorar a resistência do conector, estabelecendo assim esmagamento em determinadas regiões (Figura 2.8), e impedir o afastamento vertical entre a viga de aço e a laje de concreto. Com o fluxo de cisalhamento que se forma na direção longitudinal da interface entre a peça de aço e a de concreto, a flexibilidade dos conectores, e consequentemente o comportamento dúctil da ligação, é caracterizado pelo grande deslizamento que ocorre na interface entre as peças.





A Figura 2.8 ilustra a interação do conector com o concreto circundante quando sujeito ao fluxo de cisalhamento que ocorre na interface. O deslizamento relativo entre os elementos na

interface faz com que o conector se deforme, aplicando uma força sobre o concreto em direção ao meio do vão. Segundo Oehlers e Bradford (1995), surge, então, uma zona de concreto comprimido, confinado pela viga de aço, que é o concreto circundante. A força imposta pelo movimento relativo entre a laje e a viga é equilibrada pela força que surge na base do conector.

O conector pode ser considerado engastado devido à solda do mesmo na mesa do perfil metálico, como ilustrado na Figura 2.9. Surge, assim, um momento na base do conector a fim de manter o equilíbrio rotacional. Dessa forma, o conector está sujeito à cisalhamento e à flexão, gerando uma possível zona de falha na ligação entre o pino e a mesa do perfil.

A deformação devida à força cisalhante promove a rotação da cabeça do pino e, consequentemente, fissuras no concreto que se iniciam na parte inferior da cabeça do pino em direção à viga de aço (Figura 2.8). Na Figura 2.10a é mostrada uma ruptura típica do conector por flexão, na qual se pode notar o concreto circundante ao conector após a ruína. Na Figura 2.10b é mostrada uma ruptura típica do conector por corte, que é característica das ligações com concreto de alta resistência. Nesse caso, devido à elevada resistência do conector não ocorre o esmagamento do concreto circundante e a ruptura ocorre na base do conector com o perfil metálico.

Figura 2.9 Processo de soldagem dos conectores do tipo pino com cabeça (KOTINDA, 2006)



Oehlers (1989) afirma que as fissuras de *rasgamento* propagam-se na direção transversal e dependem da intensidade da força. Já as fissuras de *fendilhamento* são o tipo mais prejudicial, pois ocorrem primeiramente em frente ao conector e posteriormente atrás, diminuindo a restrição triaxial na zona de influência, levando à falha do concreto na região do conector. Por outro lado, as fissuras de *cisalhamento* ocorrem na direção das bielas de compressão que se formam no plano da laje (Figura 2.11).

Figura 2.10 Formas de ruptura do conector tipo pino com cabeça: (a) ruptura por flexão e (b) ruptura por corte na base do conector (OEHLERS; BRADFORD, 1995)



(a) ruptura no concreto



(b) ruptura no conector

Figura 2.11 tipos de fissuras na laje devido à força concentrada aplicada pelo conector (OEHLERS, 1989)



COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS VIGAS MISTAS

Para o dimensionamento de vigas mistas utilizando a hipótese de Bernoulli da resistência dos materiais, ou seja, seções planas permanecem planas, é necessário que haja uma ligação perfeita entre a viga de aço e a laje de concreto. Basicamente, não deve existir escorregamento relativo longitudinal. Essa situação é chamada de *grau de interação completa*.

A deformabilidade dos conectores permite o escorregamento relativo na interface entre os dois elementos, o que implica na violação da hipótese de conservação das seções planas. Ou seja, deve ser levado em consideração o fato de que existirá uma descontinuidade no diagrama de deformações no nível da interface entre os dois elementos. Mais informações podem ser encontradas em Malite (2002, p. 26).

2.2.1 Interação e conexão aço-concreto

Na interface entre a viga de aço e a laje de concreto desenvolvem-se tensões que tendem a comprimir a fibra de aço, enquanto a fibra de concreto é tracionada, como pode ser visto na deformada representada na Figura 2.12. Essa figura representa uma situação de *interação parcial*, onde a ação das forças na interface restringe o deslizamento de forma parcial. A *interação total*, por outro lado, restringe o deslizamento relativo na interface, possibilitando a adoção da hipótese de seção plana ao longo de toda a altura da viga mista.

Figura 2.12 Configuração deformada de vigas mistas (OEHLERS; BRADFORD, 1995)



Outra situação que pode ocorrer é a *interação nula*, em que as peças trabalham de forma independente, ou seja, não há transmissão de esforços pela interface. Esse tipo de interação ocorre nas vigas mistas sem conectores na interface, por exemplo.

Na Figura 2.13 é ilustrado o conceito de *interação nula* (caso a), onde existem duas linhas neutras no centro geométrico de cada seção, *interação parcial* (caso c), onde as duas linhas neutras se aproximam da interface, e *interação total* (caso b), onde há apenas uma linha neutra na seção transversal.



Figura 2.13 Deformada da seção transversal de vigas mistas, (QUEIROZ *el al*⁴, 2001 *apud* PAULO, 2007)

Já o *grau de conexão* nas vigas mistas está relacionado à resistência dos conectores na interface e à resistência da viga de aço e da laje de concreto às solicitações normais. Nesse caso, essas solicitações produzem tensões normais ao longo da seção transversal que são reduzidas à força de compressão (C) atuante na laje de concreto e à força de tração (T) atuando na viga metálica. Esse esquema pode ser visto na Figura 2.14.

Figura 2.14 Forças atuando numa dada seção da viga mista



O grau de conexão pode ser melhor entendido considerando os três casos possíveis, representados na Figura 2.15, onde F_s representa a força normal na viga de aço e F_c a força normal na laje de concreto. Para $F_s < F_c$ e $F_{sh} > F_s$ (caso 1), sendo F_{sh} a resistência dos conectores na interface, o momento resistente máximo da viga mista é limitado pela capacidade resistente da viga de aço ($F_s < F_c$) por ser menor que a força no concreto, ou seja, $T = C = F_s$. Basicamente, como a força normal na viga de aço é menor que a força na laje de concreto, então a linha neutra passa pela laje de concreto. Já a força nos conectores, considerando que ruptura não ocorre na interface ($F_{sh} > F_s$). Então, para estabelecer o

⁴ QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA. L. A C. (2001). Elementos das estruturas mistas -concreto. Belo Horizonte: Editora O Lutador. 332 p.

equilíbrio é igualada à força atuante na viga de aço, por ser a menor, caracterizando assim a *conexão completa*.

No caso 2, a força normal que atua na laje de concreto é menor que a força normal na viga do aço, isto é, $F_c < F_s$. Já a resistência dos conectores na interface é maior que a força normal na laje de concreto, isto é, $F_{sh} > F_c$. Para atender ao critério de equilíbrio de forças normais na seção transversal, deve-se ter $T = C_s = (F_c + F_{s1})$. Novamente, a ruptura deve ocorrer na seção e não na interface, caracterizando um grau de *conexão completa*.

Conclui-se, então, que na *conexão completa* a resistência dos conectores na interface é igual ao menor entre os valores de capacidade resistente da viga de aço e da laje de concreto. Fica claro, portanto, que existe um número de conectores suficientes para obter a *conexão completa*, e qualquer aumento nesse número não implicará em um aumento na resistência à flexão da viga mista.

O caso 3 representa a *conexão parcial*, pois em alguns casos pode ser impossível dimensionar uma ligação entre a viga de aço e a laje de concreto de modo a evitar que a ruptura ocorra na interface. Em outras palavras, a capacidade resistente dos conectores na interface (F_{sh}) é menor que a força normal resistente da viga de aço e da laje de concreto, logo por equilíbrio de forças na seção transversal chega-se a T = C = ($F_{sh} + C_s$). Neste caso, a resistência da seção composta à flexão da viga é controlada pela resistência ao cisalhamento dado pelos conectores na interface. Resumidamente, o número de conectores é insuficiente para que a viga mista venha a alcançar a máxima resistência do sistema aço-concreto (PFEIL, W.; PFEIL, M, 2010).

O grau de conexão pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\mathbf{y}_n = \frac{F_{sh}}{F_{sh,\min}} \tag{2.1}$$

onde _n é o grau de conexão, F_{sh} é a resistência dos conectores na interface, $F_{sh,min}$ é a resistência mínima dos conectores na interface para que se tenha *conexão completa*, sendo tomada igual à capacidade resistente da viga de aço (F_s) ou da laje de concreto (F_c), o que for menor.





Então, o *grau de conexão* difere do *grau de interação* pela característica do primeiro estar relacionado com a resistência dos conectores na interface da viga mista, enquanto o segundo se baseia no deslocamento relativo (ou escorregamento) entre a laje de concreto e a viga de aço.

Portanto, a diferença entre estes dois conceitos leva ao entendimento que, por mais que *grau de conexão* e *grau de interação* estejam relacionados, não necessariamente quando o primeiro for *completo* o segundo será *total*. Em outras palavras, pode acontecer de haver conectores em quantidade suficiente para evitar a ruptura da viga na interface e ainda assim ocorrer o deslizamento relativo na interface, como mostrado na Figura 2.13.

2.2.2 Dimensionamento da conexão

Para o projeto das vigas mistas é necessário o conhecimento da resistência dos conectores na interface. Para isso, diversas normas e códigos de projeto nacionais e internacionais

apresentam expressões para avaliar a resistência do conector tipo pino com cabeça quando associados a lajes maciças de concreto. Na Tabela 2.1 são mostradas as equações propostas pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), pelo EUROCODE 4 (CEN, 2004), pelo AISC (2005), pelo PCI (PCI, 2010) e pelo ACI 318-08 (ACI, 2008). De forma geral, essas normas e esses códigos de projeto sugerem uma expressão quando a ruptura se dá por corte no conector e uma expressão quando a ruptura ocorre por esmagamento do concreto em volta do conector.

Tabela 2. 1 - Equações de normas					
Norma	P _u (ruptura no concreto)		P _u (ruptura no conector)		
NBR 8800 (2008) ^(a) AISC (2005) ^(a)	$0.5\mathrm{A}_{cs}\sqrt{f_{cm}E_{cm}}$	(2.2)	$A_{cs} f_u$ (2.3)		
EUROCODE 4 (CEN, 2004) ^(a)	0,29 r $d^2 \sqrt{f_{\scriptscriptstyle cm} E_{\scriptscriptstyle cm}}$	(2.4)	$0,8 f_u A_{cs}$ (2.5)		
PCI (2010) ^(b)	87 } ₁ $\sqrt{f_{cm}} (d_{ec1})^{1,53} (d)^{0,75}$	(2.6)	$0,75 f_u A_{cs} (2.7)$		
ACI 318-08 (2008) ^(b)	$0,66 \left(\frac{l_e}{d}\right)^{0,2} \sqrt{d} \} \sqrt{f_{cm}} (c_{a1})^{1,5}$	(2.8)	$0,65 f_u A_{cs}$ (2.9)		
a) and data and matters a Manutana h) and data and manuals a incluse					

a) unidades em metro e Newton; b) unidades em pounds e inches

Na Tabela 1 A_{cs} é área transversal do conector, f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto moldado no local, E_{cm} é o módulo de elasticidade médio do concreto moldado no local, f_u é a resistência última do conector, $_1$ é fator de modificação para concreto leve (neste trabalho será adotado igual a 1 por se tratar de concreto de densidade normal), d é o diâmetro do conector, d_{ec1} é a distância do centro do conector até a borda do concreto, h é a altura do conector, e c_{a1} é a distância do último conector ao final da laje alveolar (neste trabalho foi igual a 255 cm). O parâmetro é descrito conforme a equação (2.10).

$$\Gamma = 0,2 (h/d+1) \ se \ 3 \le h/d \le 4$$
ou
$$\Gamma = 1 \qquad se \qquad h/d > 4$$
(2.10)

2.3 TRABALHOS RELEVANTES SOBRE CONECTORES

Neste item são apresentados alguns trabalhos sobre conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça com laje de concreto moldado no local e com lajes alveolares protendidas.

As primeiras pesquisas sobre o comportamento dos conectores tipo pino com cabeça tiveram início em 1956 (VIEST, 1956). Posteriormente, em 1971, foi publicada uma nova pesquisa que sugeriu uma equação empírica para avaliar a resistência dos conectores tipo pino com cabeça e que foi incorporada à maioria das normas internacionais (OLLGAARD *et al.*, 1971). Há quatro modos de falha dos conectores tipo pino com cabeça, dos quais a falha na haste do conector fornece a maior resistência. Esses resultados foram obtidos de ensaios de cisalhamento direto em modelos com laje maciça de concreto. Oehlers e Park (1989) e Oehlers e Park (1992) estudaram vigas mistas aço-concreto, analisando o fluxo de cisalhamento na interface devido aos conectores de cisalhamento. Nesse trabalhos foram realizados ensaios de cisalhamento direto em modelos com e sem armadura transversal. Os resultados indicaram a existência de deformação local na interface na região do conector, bem como na região em volta dos conectores. A presença da armadura transversal não impediu o deslizamento relativo na ligação entre o concreto e o perfil metálico. Por outro lado, a armadura transversal limitou a extensão do deslizamento e aumentou o grau de interação entre a viga de aço e a laje de concreto.

Desde então, várias pesquisas foram desenvolvidas no sentido de determinar expressões para avaliação da resistência de conectores do tipo pino com cabeça quando associados com lajes maciças de concreto.

Lam et. al. (1998) ensaiaram 12 modelos submetidos a cisalhamento direto, com o objetivo de determinar a resistência da ligação promovida pelo conector tipo pino com cabeça em vigas mistas com laje alveolar protendida. Todos os modelos possuíam lajes com 1200 mm de comprimento, sendo utilizados dois tipos de acabamento na laje na região do conector, isto é, lados chanfrados ou em ângulo reto.

As variáveis analisadas nesse trabalho foram: a taxa de armadura transversal ao conector, a largura da junta, isto é, o *gap* entre as lajes sobre o perfil metálico, a resistência do concreto de preenchimento e o tipo de laje, sendo elas alveolares ou maciça e moldada no local. A partir de um estudo paramétrico, o autor concluiu que a variação da largura da junta entre as lajes alveolares alterou a resistência do conector quando esta largura era menor que quatro vezes o diâmetro do conector.

Os valores estimados por meio da equação proposta por *Lam et. al* (1998), para a resistência do conector foram 6% maiores que os valores experimentais, o que sugere que a equação *Lam*

et. al (1998) possui boa aproximação para avaliar a resistência do conector tipo pino com cabeça e laje alveolar. Devido à ductilidade garantida pelo conector, o deslizamento na interface foi uniforme, atingindo valores de até 10 mm. O trabalho também indicou que a resistência da laje alveolar pode afetar a resistência do conector ao cisalhamento. pelo fato do concreto moldado no local ser confinado transversalmente pela armadura transversal e pela laje de concreto.

Lam (2007) realizou 72 ensaios de cisalhamento direto para avaliar a resistência do conector tipo pino com cabeça associado com laje alveolar. As lajes possuíam 150 mm ou 200 mm de altura e larguras variáveis. Diferentes parâmetros foram analisados, isto é: o tipo de acabamento das extremidades das lajes sobre as vigas (chanfrado ou com face reta), a largura da junta (*gap*), a resistência do concreto de preenchimento e a taxa de armadura transversal à ligação.

Os resultados de Lam (2007) são um complemento do trabalho de Lam *et. al* (1998). Os autores concluiram que para altas taxas de armadura foi observado um comportamento dúctil para a ligação atribuído à alta taxa de armadura transversal, ou seja, o conector manteve a sua resistência mesmo com o início da falha do concreto. Para baixas taxas de armadura foi observada uma queda brusca na resistência do conector, o que levou a uma baixa ductilidade da ligação. A Figura 2.16 mostra o comportamento típico da ligação.

A largura da junta entre as lajes é preenchida com concreto moldado no local para garantir a ligação entre as lajes alveolares e o perfil metálico por meio dos conectores de cisalhamento. Lam (2007) analisou várias larguras de juntas (40, 60, 65, 80, 100, 120 e 140 mm) e modelos com laje maciça e observou que a resistência do conector aumentou com o aumento da largura da junta, até certo limite. Logo, concluiu por uma largura mínima da junta de 80 mm para lajes com faces ortogonais, a partir da qual não foi observado aumento da resistência do conector, independente da altura da laje alveolar utilizada (150 mm ou 200 mm).



Figura 2. 16 - Influência da taxa de armadura transversal na ductilidade da ligação (Lam, 2007)

b) Detalhe da laje chanfrada
Lam (2007) propôs uma modificação na expressão recomendada pelo Eurocode 4 destinada a avaliar a resistência do conector em vigas mistas com laje maciça, derivada da equação proposta em Lam et. al (1998). A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, o autor propôs modificações que permitissem a aplicação dessa expressão para o caso das lajes alveolares quando a ruptura da ligação se dá no concreto. Assim, parâmetros como a largura da junta entre as lajes () e a presenca da armadura transversal ao conector (ϵ) foram incorporadas, resultando na equação (2.11).

A equação (2.5) não sofreu modificação, já que neste caso a ruptura ocorre por corte do conector. Não existem evidências, no trabalho de Lam (2007), de que a laje alveolar influencie na resistência ao corte do conector. Dessa forma, a resistência do conector é calculada a partir do menor valor entre as equações (2.5) e (2.11).

Na Tabela 2.2 é apresentado um resumo das principais expressões encontradas na literatura. Também são apresentadas sugestões de expressões para avaliação da curva força no conector versus deslizamento da ligação. Essa informação é importante para a determinação da deformação de vigas mistas.

Autor		P _u (ruptura no concreto)	P _u (ruptura no conector)		
Lam (2007) ^a		0,29 r s v $d^2 \sqrt{f_{cm} E_{cm}}$	(2.11) ^c	Eq. (2.5)	
Xue <i>et al.</i> (2008) ^a		$0,43A_{cs}\sqrt{f_{cm}E_{cm}}$	(2.13)	3 } $_{p} A_{cs} f_{u} \left(\frac{E_{cm}}{E_{s}}\right)^{0,4} \left(\frac{f_{cm}}{f_{u}}\right)^{0,2}$	(2.14) ^e
	Proposta 1	$17A_{cs}(f_{cm})^{0.45}(E_{cm})^{0.04}$	(2.15)	-	
	Proposta 2	$6,2A_{cs}(f_{cm}.E_{cm})^{0,2}$	(2.16)	-	
Pallarés e Hajjar (2010) ^b	Proposta 3	$18A_{cs}(f_{cm})^{0.5}(h)^{0.2}$	(2.17)	-	
	Proposta 4	9.} $(f_{cm})^{0.5}(d)^{1.4}(h)^{0.6}$	(2.18)	-	
Tanaka e Murakoshi (2011) ^a		$cd^2(f_{cm}f_y)^{0,5}$	(2.12) ^d	-	
a) unidad	des em metro	o e Newton;			

Tabela 2. 2 - Equações da bibliografia para determinação da resistência do conector tipo pino com cabeça. D (runtura no

b) unidades em kips e inches;

c) Parâmetros da proposta de Lam (2007)

= 0.2(h/d + 1) < 1;

= 0.5 (g/71 + 1) < 1.0: coeficiente que leva em consideração a largura da junta longitudinal $(g \ge 30 \text{ mm});$

 $= 0.5 (\phi/20 + 1) < 1.0$: coeficiente que leva em consideração a armadura transversal ao conector, sendo a armadura transversal com diâmetro superior a 8 mm;

 ϕ = diâmetro da armadura transversal;

d) c= 2,5 segundo Tanaka e Murakoshi (2011);

e)
$$\}_{p} = \begin{cases} 6 - \frac{h}{1,05d} (h/d \le 5) \\ 1 & (5 \le h/d \le 7) \\ \frac{h}{d} - 6 & (h/d \ge 7) \end{cases}$$
 (2.19)

Pallarés e Hajjar (2010) estudaram resistência de conectores tipo pino com cabeça em vigas mistas usando o ensaio de cisalhamento direto com vigas mistas aço e concreto com lajes maciças. No estudo foram revistos 391 testes presentes na literatura, comparando a resistência com diversas propostas de equações. Na Tabela 2.2 são mostradas quatro propostas de equações sugeridas por Pallarés e Hajjar (2010) para avaliação da resistência do conector quando a ruína se dá no concreto.

Xue *et al* (2008) realizaram 30 ensaios de cisalhamento direto com conector tipo pino com cabeça em lajes maciças. Nesse estudo os autores buscaram estudar os efeitos do diâmetro do conector, da resistência do concreto, e do tipo de falha do aço do conector na capacidade resistente e no deslizamento da interface de vigas compostas. Os autores propuseram expressões para avaliar a resistência do conector (Tabela 2.2) e o deslizamento na interface entre a viga de aço e a laje de concreto moldada no local (Eq. 2.20).

$$\frac{P}{P_{u}} = \frac{S}{0.5 + 0.97.S}$$
(2.20)

Nessa equação, S é o deslizamento (mm), P_u é a força última, que pode ser avaliada pelas equações (2.13) ou (2.14) da Tabela 2.2, e P é força relativa ao deslizamento S.

Sales e Araujo (2013) realizaram uma modelagem computacional, no programa de elementos finitos DIANA[®] 9.4, em um dos modelos de cisalhamento direto ensaiados por Paulo (2007) e que possuía concreto de preenchimento de média resistência, isto é, 45 MPa. O modelo computacional possuía as seguintes características: lajes alveolares de 150 mm de altura, 1200 mm de comprimento e 1050 mm de largura; conector de 19 mm de diâmetro e altura de 112 mm; armadura transversal formada por três barras de 10 mm de diâmetro. O elemento utilizado para esta modelagem foi o tetraédrico TE12L isoparamétrico, com 3 lados e 4 nós, e interpolação linear, conforme Figura 2.18. O elemento possuía uma dimensão padrão de 9,5 mm, que representava metade do diâmetro do conector divido em quatro vezes. E as conclusões foram que o modelo computacional e adapta bem ao regime elástico, porém os

33

resultados se mostraram flexíveis em relação aos modelos experimentais de Paulo (2007). No Apêndice A está a análise completa.

Na busca por modelos analíticos para representar os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, os mesmos podem ser tratados como barras imersas no concreto sujeitas à força transversal. Neste caso, o comportamento dos conectores pode ser representado pelo modelo de viga sob base elástica. Nesse sentido, Tanaka e Murakoshi (2011) desenvolveram uma extensa pesquisa sobre barras de aço imersas no concreto e sujeitas à força transversal, incluindo alguns conectores do tipo pino com cabeça. Esses conectores possuíam 19 mm de diâmetro e eram imersos em concreto com resistência à compressão de 24,5 MPa. Tanaka e Murokoshi (2011) desenvolveram equações analíticas para descrever o comportamento da força cortante, do momento fletor, da rotação e do deslocamento para uma viga sob base elástica e comprimento infinito. A força cortante no conector pode ser representada pela equação (2.21).



c) Perspectiva da malha do perfil metálico e dos conectores

$$V = -P\left(e^{-Sx}\cos S x - A^2 e^{Sx}\cos S x - ABe^{Sx}sen S x\right)$$
(2.21)

onde, $A = e^{-Sx} \cos Sh$; $B = e^{-Sx} sen Sh$; $S = (kd / 4EI)^{1/4}$; $h \notin o$ comprimento do conector dentro do concreto e x varia de 0 a h.

O momento fletor (M), a rotação ($_{n}$) e o deslocamento (y) da barra são obtidos por integração, sendo (k) a rigidez da base elástica, (E) o módulo de elasticidade do aço e (I) a inércia do conector, conforme segue:

$$M = \int V \, dx \, , \quad _{''} = \int -\frac{M}{EI} \, dx \, , \quad y = \int_{''} \, dx \tag{2.22}$$

Resultando em,

$$M = -(P/2S) \{ [e^{-Sx} - A(A+B)e^{Sx}] \text{ sens } x - [e^{-Sx} + A(A-B)e^{Sx}] \cos S x + C_1 \}$$
(2.23)

$$= (P/2S^{2}EI) [-e^{-Sx} senS x - A \cdot e^{Sx} (A senS x - B \cos Sx) + C_{1}S x + C_{2}]$$
(2.24)

$$y = -(S P/kd) [-e^{-Sx} (senS x + \cos S x) - A(A-B)e^{Sx}senS x + A(A+B)e^{Sx} \cos S x = 2.25) + C_1 S^2 x^2 + 2C_2 S x + C_3]$$

O comportamento da barra depende da rigidez da base elástica, a qual pode ser estimada por (TANAKA e MURAKOSHI, 2011):

$$K = 0,25 f_{cm} d \tag{2.26}$$

Assumindo que o conector possui restrição contra a rotação tanto na extremidade soldada ao perfil quanto na extremidade livre, pode-se admitir que para x = 0 e x = h a rotação deve ser zero. Assim:

$$C_{1} = (1/S \ h) [B + Ae^{sh} (A sen S h - B \cos S h) - C_{2}]$$
(2.27)

$$C_2 = -A \cdot B \tag{2.28}$$

Quando x = h, isto é, na extremidade livre do conector, o deslocamento é nulo. Logo, y = 0. Portanto:

$$C_{3} = -A - B + A(A - B)e^{sh}sen Sh - (A + B)e^{sh}cos Sh - C_{1}S^{2}h^{2} + 2C_{2}Sh$$
(2.29)

36

CAPÍTULO 3 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho consiste em ensaios de cisalhamento direto em modelos físicos. Os ensaios, com controle de força, foram realizados no Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil da UFG (LABITECC/UFG). No total, foram realizados doze ensaios, os quais são detalhados na Tabela 3.1. São onze ensaios de cisalhamento direto com laje alveolar e um ensaio de cisalhamento direto com laje maciça Nesta tabela, o primeiro número indica a altura da laje e o segundo número o diâmetro da armadura transversal utilizada e o termo "SC" significa "sem chave de cisalhamento". O termo M quando vier no começo da nomenclatura do modelo significa "modelo" e quando vier no final significa "laje maciça". Também são mostrados nesta tabela, para comparação, os modelos ensaiados por Paulo (2007). O modelo M-150-M possuía armadura de 8 mm a cada 10 centímetros na base do conector.

Tabela 3.1 – Ensaios de cisalhamento direto e variáveis							
Modelo	Altura da laje - H _c (mm)	Armadura transversal - A _t					
M-150-M	160 (Maciça)	*					
M-160-0	160	-					
M-160-8	160	3 8 mm					
M-160-10	160	3 10 mm					
M-160-12,5	160	3 12,5 mm					
M-160-16	160	3 16 mm					
M-210-0	210	-					
M-210-8	210	3 8 mm					
M-210-8 SC	210	3 8 mm					
M-210-10	210	3 10 mm					
M-210-12,5	210	3 12,5 mm					
M-210-16	210	3 16 mm					
En	saios realizados por Paulo (20	007)					
M-150-M	150 (Maciça)	*					
M-150-0	150	-					
M-150-10	150	3 10					
M-150-16	150	3 16					
M-200-0	200	-					
M-200-10	200	3 10					
M-200-16	200	3 16					
M-200-16SC	200	3 16					

*Essa laje é maciça.

3.1 MATERIAIS

As lajes alveolares são protendidas, com resistência à compressão maior que 50 MPa, e possuíam altura de 160 mm ou 210 mm. A largura das mesmas era de 1200 mm e possuíam comprimento de 500 mm para a confecção dos modelos. Essas lajes foram doadas pela MOLD Estruturas Pré-fabricadas. Na Figura 3.1 é mostrada a seção transversal típica da laje alveolar com altura de 160 mm.

A armadura transversal era formada por três barras colocadas à frente dos conectores, próximas à cabeça dos mesmos. Foram adotados quatro diâmetros para a armadura transversal, isto é, 8 mm, 10 mm, 12,5 mm e 16 mm. As propriedades mecânicas da armadura transversal foram determinadas em laboratório seguindo a recomendação da norma brasileira ABNT NBR 6892 (ABNT, 2013) e estão mostradas na Tabela 3.2.



Figura 3. 1 - Seção transversal da laje alveolar de 160 mm de altura

Diâmetro nominal (mm)	Diâmetro real (mm)	E _s (GPa)	$f_{\rm y}$ (MPa)	f _u (MPa)	Alongamento na ruptura %
8	7,75	-	523,17±5,05	641,34±4,75	19,34
10	10,02	189,49±39,36	407,66±81,40	552,33±85,00	21,62
12,5	12,44	-	616,51±25,94	721,47±6,19	21,31
16	16,92	191,87±12,07	518±53,01	568±17,71	16,67

Tabela 3.2- Propriedades da armadura transversal

O diâmetro dos conectores tipo pino com cabeça foi mantido constante em todos os ensaios e igual a 19 mm. O diâmetro da cabeça era de 31,6 mm, com espessura de 10 mm, e a altura do conector era variável: para as lajes com altura de 210 mm, a altura (h) do conector era de 150 mm; e para as lajes com altura de 160 mm a altura do conector (h) era de 112 mm. Um detalhe do conector pode ser visto na Figura 3.2. As propriedades mecânicas do conector foram determinadas em laboratório e estão mostradas na Tabela 3.3. Vale ressaltar que o aço

do conector não apresentou patamar de escoamento definido, portanto foi determinado o limite de escoamento convencional do aço para uma deformação residual de 0,2% conforme especificado pela ASTM A370 (ASTM, 2013).



Figura 3. 2 - Dimensões do conector tipo pino com cabeça

Para a confecção do modelo de cisalhamento direto, foi utilizado um perfil de aço, conforme indicado na Figura 3.3, com comprimento de 1500 mm. Esse perfil era laminado, com seção transversal tipo W 360x51,0 em aço A 572 grau 50 e tensão de escoamento de 345 MPa. Na Tabela 3.3 são mostradas as propriedades mecânicas desse perfil, conforme catálogo do fabricante.

Os conectores foram soldados no perfil metálico por meio de solda MiG/MaG com a realização de um bisel na base do conector. Foram soldados três conectores de cada lado do perfil. O espaçamento entre conectores nos modelos com laje de 160 mm de altura (conector com altura de 112 mm) era de 280 mm e nos modelos com laje de 210 mm de altura (conector com altura de 150 mm) era de 375 mm. Na Figura 3.4 são mostrados os perfis com os seis conectores soldados.



Figura 3. 3 - Seção transversal do aço utilizado no modelo de Cisalhamento direto

O concreto utilizado no preenchimento e na confecção da capa de 40 mm de espessura foi produzido no laboratório. Em todos os ensaios, a largura da junta foi adotada igual a 50 mm, um pouco menor que a recomendada por Lam (2007). Dessa forma, a largura do apoio das lajes sobre o perfil metálico era da ordem de 60 mm, um pouco maior que o mínimo recomendado. A extremidade das lajes alveolares, na região de apoio sobre o perfil metálico, não possuía chanfros, isto é, elas formavam faces ortogonais como vindas do seu corte durante a produção na fábrica. A capa de concreto era armada com uma tela soldada Q138, composta de fios com diâmetro de 4,2 mm, espaçadas a cada 100 mm. A tela soldada foi colocada 20 mm acima da laje alveolar utilizando-se espaçadores para concreto, Figura 3.4.





Na Tabela 3.5 é apresentado o traço, por metro cúbico, do concreto moldado no local. O teor de aditivo foi dosado de modo a se obter um concreto com alta trabalhabilidade de modo a facilitar o preenchimento dos alvéolos durante a concretagem da capa sobre as lajes alveolares.

	Quantidade
Composição	
	(kg/m^3)
Cimento CPIV-Z-32 RS	363,03
Areia natural ^(a)	796,36
Agregado graúdo ^(b)	997,88
Água	206,97
Aditivo superplastificante	3,65
Relação a/c	0,57
(a) massa aspecífica de 2 60 g/cm ³ e temenho máximo (d) do 2.40 mm

Tabela 3.5 - Composição	o do traco nor meti	ro cúbico, do concre	leool on obeblom of
rabeia 5.5 Composição	o do naço, por men	to cubico, do conci	Lo moluado no local

(a) massa específica de 2,69 g/cm³ e tamanho máximo (d_{max}) de 2,40 mm (b) massa específica de 2,66 g/cm³ e tamanho máximo (d_{max}) de 19,10mm

3.2 MONTAGEM DOS MODELOS

Os modelos foram montados no Latoratório de Estruturas e Construção Civil (Labitecc) da Escola de Engenharia Civil (EEC) da Universidade Federal de Goiás (UFG-GO). No perfil foi feito um furo, para que o modelo pode-se ser carregado por uma ponte rolante com o auxílio de uma cinta capaz de suportar 2 toneladas, Figura 3.5.



Depois de soldados os conectores ao perfil, este era posicionado sobre dois apoios (seta 1 da Figura 3.6a, Figura 3.6b). Posteriormente duas escoras eram posicionadas ao lado do perfil, para suportar a laje alveolar protendida (seta 2 da Figura 3.6a).



Figura 3. 6 - representação do apoio do perfil e da escora das lajes



(b) vista lateral

Uma camada de graxa foi passada na fibra superior do perfil para reduzir o atrito de modo a avaliar apenas a resistência ligação dada pelo conector entre a laje e o perfil metálico. Na Figura 3.7, também é representado (pela seta) a massa de calafete que foi utilizado para impedir que a pasta de concreto vazasse pelos pequenos orifícios.



Figura 3. 7 - Camada de graxa sobre a fibra superior do perfil

As escoras seguem o projeto da Figura 3.8 para a primeira concretagem onde a peça de 120x80 cm são de madeirite que apoiam as lajes sobre a forma, e nivelam as lajes em relação

ao perfil. As formas laterais foram confeccionadas conforme mostrado na Figura 3.9 e Figura 3.10. De maneira geral, depois de montado o modelo o esquema da Figura 3.8 e a foto da Figura 3.6b representam como os modelos ficaram dispostos para a concretagem da primeira laje.







Depois de posicionadas as lajes acima das escoras eram introduzidas as armaduras transversais nos alvéolos, quando possuíam, e a tela soldada conforme Figura 3.4 já mostrada anteriormente.

Depois de parafusada as fôrmas, o modelo estava pronto para concretagem. Uma nota pode ser feita em relação a estas fôrmas, sugere-se que sejam colocados nervuras pois o volume de concretagem pode empenar a fôrma, moldando o concreto de forma indesejável.



Figura 3. 10 - Projeto das fôrmas Lajes de 160 mm

Cada modelo foi concretado em duas etapas. Primeiro foi concretado um lado e após sete dias o modelo foi virado para a concretagem do outro lado. Cada lado foi mantido sob cura úmida três horas após a concretagem e por três dias. O modelo com laje maciça foi preparado seguindo procedimento semelhante. Esse também foi executado em duas etapas, sendo concretado um dos lados e, após sete dias, concretado o outro lado.

Para virar o modelo depois da concretagem foi utilizado uma ponte rolante. Depois de virado o modelo uma outra escora é necessária para a concretagem da outra laje, conforme pode ser visto na Figura 3.11. Todos os passos anteriores são refeitos.





3.3 MÉTODOS DE ENSAIO

A trabalhabilidade do concreto no estado fresco foi determinada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme recomendação da norma mercosul NM 67:1998 (ABNT, 1998). Já no estado endurecido, foram determinadas as seguintes propriedades do concreto: resistência à compressão, segundo a norma brasileira NBR 5739:2007 (ABNT, 2007); resistência à tração por compressão diametral, segundo a norma brasileira NBR 7222:2011 (ABNT, 2011); módulo de elasticidade, segundo a norma brasileira NBR 8522:2008 (ABNT, 2008a); e energia no modo I de fratura (RILEM, 1985). Todas essas propriedades foram determinadas, aproximadamente, na mesma data do ensaio dos modelos de cisalhamento direto.

Os modelos de cisalhamento direto possuíam as posições dos elementos conforme mostradas na Figura 3.12. Após a soldagem dos conectores no perfil, eles foram instrumentados para determinação da deformação do conector durante o ensaio. Para isso, foram colados extensômetros elétricos a cerca de 40 mm da base soldada do conector e no lado a ser comprimido durante a aplicação do carregamento (Figura 3.13 e Figura 3.14). Todas as barras transversais também foram instrumentadas com extensômetros elétricos na região da junta, próximo ao conector (Figura 3.15).

As barras transversais foram posicionadas de modo que ficassem na altura da cabeça do conector. Devido à alta trabalhabilidade do concreto moldado no local, não foram feitos cortes na laje alveolar. O concreto foi lançado na junta e, com auxílio de vibrador de imersão, preencheu completamente os alvéolos onde havia armadura transversal.



Figura 3.12 Dimensões dos modelos de cisalhamento direto (em milímetros).



Figura 3.13 Instrumentação dos conectores com extensômetros

Figura 3.14 Detalhe da instrumentação da barra transversal com extensômetro elétrico



a) esquema da instrumentação Lado A

b) esquema da instrumentação Laje B



c) instrumentação da armadura

Nos demais alvéolos foram colocados tampões de isopor a uma profundidade de 50 mm da face da laje, formando-se assim chaves de cisalhamento (Figura 3.15). O modelo M-210-8 SC foi preparado sem as chaves de cisalhamento para verificar a influência delas na resistência da

de cisalhamento

ligação. Nesse caso, os tampões foram colocados na face da laje alveolar de modo a evitar a penetração do concreto moldado no local nos alvéolos (Figura 3.16).



Figura 3.15- Laje alveolar com chave de cisalhamento de 50 mm (típico).

Tampão em EPS

c) instrumentação da armadura

Figura 3.16 - Modelo M-210-8 SC, sem chaves de cisalhamento



Para medir o deslocamento relativo na interface aco-concreto, foram colocados oito transdutores lineares de posição. Eles foram fixados no perfil metálico na altura dos conectores mais próximos ao ponto de aplicação do carregamento, um de cada lado do perfil. Na Figura 3.17 é mostrado o esquema da instrumentação com os transdutores. Já a Figura 3.18 é mostra uma foto do modelo sendo ensaiado de onde não foram medidos os deslizamentos dos conectores inferiores devido a quantidade de equipamentos estarem limitados a oito transdutores.

De maneira geral, o modelo foi simplesmente apoiado ao solo. Como a concretagem dos modelos é feito por laje os modelos poderiam não estar nivelados. Chapas metálicas rígidas foram colocadas na base da laje que não estivesse nivelada. Ou pastas de concretos podem ser colocadas para nivelar tais modelos, com o uso de cunhas de madeiras chafradas, apoiando assim a base de uma das lajes. O nivelamento foi medido com prumo e régua de nível.



a) nomenclatura dos transdutores



b) foto do ensaio

Figura 3.18– Modelo de cisalhamento direto sendo ensaiado.





A cabeça do perfil foi lixada para que estivesse o mais nivelado possível. Evitar, assim, no ato do ensaio rotações indesejáveis que pudesse influenciar a análise dos modelos.

CAPÍTULO 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse capítulo são mostrados os resultados e as discussões referentes aos ensaios. Dentre estes, estão os ensaios de caracterização do concreto endurecido: compressão axial, compressão diametral, módulo de elasticidade e energia de fratura. Também, é feita a análise dos ensaios de cisalhamento direto.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

As propriedades do concreto moldado no local foram obtidas da moldagem dos corpos de prova para cada betonada realizada. Os ensaios realizados foram: compressão axial, compressão diametral, módulo de elasticidade e energia no modo I de fratura conforme recomendação do RILEM (1985). Na Tabela 4.1 e 4.2 são mostrados os resultados obtidos para as propriedades do concreto na data do ensaio de cada modelo de cisalhamento direto. Na tabela 4.2 os valores que não são mostrados indicam a perda de corpos de prova.

Tabela 4.1 Propriedades do concreto moldado no local								
Modelo	f_{cm} (1	MPa)	E_c (0	GPa)	$f_{ctm,sp}$	$f_{ctm,sp}$ (MPa)		
	Lado A	Lado B	Lado A	Lado B	Lado A	Lado B		
M-150-M	$33,04 \pm 1,41$	37,86 ± 1,78	$24,\!17\pm1,\!05$	$26,53 \pm 1,11$	$3,58 \pm 0,29$	$3,88 \pm 0,25$		
M-160-0	$28,\!39\pm0,\!64$	$27,\!63\pm0,\!67$	$26,\!13\pm0,\!17$	$27,\!70\pm0,\!21$	3,44 ± 0,39	$3,50 \pm 0,38$		
M-160-8	$32,21 \pm 1,35$	$29,\!33 \pm 2,\!25$	$24{,}92\pm0{,}68$	$23,\!94 \pm 1,\!18$	$3,46 \pm 0,09$	$3,77 \pm 0,11$		
M-160-10	24,02 ± 3,64	$18,\!76\pm3,\!16$	$28,\!14\pm0,\!16$	$26{,}56\pm0{,}56$	3,76 ± 0,33	$3,\!73\pm0,\!21$		
M-160-12,5	$26{,}70\pm0{,}99$	$25{,}93 \pm 0{,}48$	$24,\!47\pm0,\!41$	$23,\!37\pm0,\!68$	$3,04 \pm 0,10$	$3,27 \pm 0,20$		
M-160-16	$19,\!18\pm2,\!95$	$20,\!12\pm1,\!11$	$25{,}65\pm0{,}84$	$26{,}38 \pm 0{,}44$	$3,74 \pm 0,32$	$3,70 \pm 0,03$		
M-210-0	$28{,}58\pm2{,}11$	$25{,}80 \pm 1{,}18$	$26{,}61\pm0{,}53$	$25{,}97 \pm 0{,}28$	$3,28 \pm 0,15$	$3,\!39\ \pm0,\!15$		
M-210-8 SC	$20,\!88\pm0,\!67$	$21,\!90 \pm 2,\!22$	$21,\!71\pm0,\!54$	$22,\!80\pm0,\!57$	$2,77 \pm 0,26$	$3,79 \pm 0,09$		
M-210-8	$30{,}56\pm2{,}89$	$33,\!88 \pm 2,\!03$	$24,\!25\pm0,\!54$	$24,\!87\pm0,\!31$	$3,46 \pm 0,13$	$3,62 \pm 0,12$		
M-210-10	$26{,}57 \pm 1{,}70$	$29,\!96 \pm 2,\!68$	$25{,}39 \pm 0{,}45$	$26{,}21\pm0{,}93$	$3{,}50\pm0{,}29$	$3{,}77\pm0{,}18$		
M-210-12,5	$23,\!47\pm0,\!63$	$35{,}65 \pm 1{,}17$	$21,\!46\pm0,\!77$	$24{,}99\pm0{,}27$	$2,79 \pm 0,05$	$3,71 \pm 0,12$		
M-210-16	$30,\!18\pm0,\!64$	$23,\!07\pm0.97$	$25{,}90\pm0{,}31$	$24{,}73\pm0{,}84$	$3,70 \pm 0,06$	$3{,}50\pm0{,}10$		

No Anexo I são mostradas as propriedades do concreto no estado fresco, isto é, abatimento do tronco de cone e massa específica, de cada dosagem. Os resultados mostram que o abatimento do concreto de preenchimento variou de 170 mm a 240 mm nos modelos com lajes alveolares de 40 mm a 75 mm no modelo com laje maciça.

Modelo	Lac	lo A	Média LadoA	CEB (2010) Lado A*	Lac	lo B	Média Lado B	CEB (2010) Lado B*
M-150-M	-	0,061	0,061	0,137	0,048	0,048	0,048	0,140
M-160-0	-	-	-	0,133	-	0,059	0,059	0,133
M-160-8		0,057	0,057	0,136	0,064	0,068	0,068	0,134
M-160-10	-	0,014	0,014	0,129	0,124	0,045	0,0845	0,124
M-160-12,5	0,078	0,073	0,075	0,132	0,077	0,050	0,063	0,131
M-160-16	-	0,054	0,054	0,124	0,076	0,063	0,069	0,125
M-210-0	0,044	-	0,044	0,133	0,077	0,076	0,076	0,131
M-210-8SC	0,056	0,075	0,065	0,126	0,054	-	0,054	0,127
M-210-8	0,056	0,058	0,057	0,135	0,041	0,046	0,044	0,138
M-210-10				0,132				0,135
M-210-12,5	0,050	-	0,050	0,129	0,049	0,059	0,054	0,139
M-210-16	0,058	0,056	0,057	0,135	0,064	0,079	0,071	0,128

Tabela 4. 2 Energia no modo I de fratura do concreto (N.mm/mm²)

* Equação CEB Model Code (2010): $G_F = 73 (f_{cm})^{0.18}$. Com G_F (N/mm) e f_{cm} em MPa

4.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados em forma de tabelas e gráficos. São discutidos os resultados de deslizamento relativo na interface, deformação nos conectores, força última dos conectores e modo de ruptura. A força medida pela célula de carga foi dividida por seis, isto é, foi admitido que, sendo o conector flexível, a força se distribui igualmente entre os conectores. Uma análise é feita pela a partir da teoria de viga semi infinita sobre base elástica. Duas equações são propostas representar a base elástica para vigas mistas com laje alveolar de 160 mm e 210 mm com presença de armadura transversal. Uma equação foi proposta para o dimensionamento da ligação. Por fim, uma comparação foi realizada entre normas e recomendações e o resultados da resistência última dos modelos experimentais. Na tabela 4.8 é mostrada uma coluna com a resistência última de cada modelo em kN.

4.2.1 Forma de ruptura dos modelos

De forma geral, todos os modelos de cisalhamento direto romperam no concreto, seja por fendilhamento ou por esmagamento na base do conector. Porém, em alguns modelos, principalmente naqueles com presença de armadura, foi possível a manutenção do carregamento no modelo até ruptura de alguns ou de todos os conectores. A ruptura foi brusca nos modelos sem armadura transversal nos alvéolos com a formação de uma fissura longitudinal de fendilhamento no concreto de preenchimento que alcançou a capa de concreto, mesmo com a existência da tela de aço atuando como reforço na capa. Na Figura 4.1 é mostrada a forma de ruptura dos modelos M-160-0 e M-210-0.





a) Laje fendilhada – modelo M-160-0



b) Laje fendilhada – modelo M-210-0

Os conectores nesses modelos apresentaram a deformada mostrada na Figura 4.2. Nota-se uma acentuada curvatura na base do conector, junto ao perfil metálico, e uma rotação da cabeça do conector o que sugere que a cabeça não estava engastada no concreto, ou que no pós pico deformada pode ter sido alterada, uma avaliação mais profunda pode ser realizada utilizando uma modelagem computacional. Isso indica a concentração de tensões na base do conector e a não capacidade do concreto em impedir o giro da cabeça do conector. Essa seria uma ruptura típica do conector por escoamento, como sugerido por Lam (2007). Entretanto, as leituras de deformação no conector no momento da ruína indicam que o conector não atingiu a tensão de escoamento convencional do aço nesses modelos (Figura 4.3), caracterizando assim a ruína da ligação por fendilhamento longitudinal no concreto.

Figura 4. 2- Deformada do conector - modelos M-160-0 e M-210-0



(a) Modelo M-160-0



(b) Modelo M-210-0



Figura 4. 3- Deformação no conector para os modelos sem armadura transversal



gura 4. 4- Deformada do conector obtida da modelagem computacional e do trabalho de Paulo (2007)



(b) Deformada do ensaio de Paulo (2007)

Essa rotação da cabeça do conector difere do modelo idealizado para laje maciça de concreto, demonstrado por Oehlers e Bradford (1995), Figura 2.8, o que poderia ser devido à baixa resistência proporcionada pelo concreto de preenchimento. A deformada do conector obtida da modelagem de Sales e Araujo (2013), e mostrada na Figura 4.4a, é coerente com a deformada do conector apresentado no trabalho de Paulo (2008), conforme mostrado na Figura 4.4b, e com o modelo idealizado de Oehlers e Bradford (1995). Nesse caso, observa-se a acentuada curvatura na base do conector e a cabeça superior do conector que não sofreu giro devido à alta rigidez do concreto de preenchimento. Nos ensaios de Paulo (2008), a ruína ocorreu pelo corte do conector junto ao perfil metálico, mesmo nos modelos sem armadura transversal (M-150-0 e M-200-0, Tabela 3.1). Isso confirma a baixa resistência da ligação deste trabalho sem a presença da armadura transversal.

A Figura 4.5 mostra a deformação na base dos conectores nos demais modelos com laje alveolar de 160 mm de altura. Nota-se o aumento da deformação última dos conectores com o aumento da taxa de armadura transversal. Isso indica a contribuição da armadura transversal no aumento da resistência da ligação ao retardar a formação da fissura de fendilhamento longitudinal no concreto de preenchimento. Uma vez atingida a força máxima no ensaio, o modelo foi solicitado até ocorrer o corte dos conectores em um dos lados do perfil, sem que houvesse aumento da resistência da ligação. Isso permitiu uma inspeção visual da face da laje em contato com o perfil, de onde se observou uma fissura de fendilhamento longitudinal ligando os conectores (Figura 4.6b).

Nos modelos com armadura transversal de 8 mm é observado que alguns conectores sofreram o corte da base depois da ruptura do concreto por fendilhamento (Figuras 4.6a e 4.6b). Nos modelos com armadura transversal de 10 mm e 12,5 mm nota-se que houve corte de todos os conectores depois da ruptura do concreto por fendilhamento (Figuras 4.6c, 4.6d, 4.6e e 4.6f). A deformação dos conectores foi semelhante à observada nos conectores do modelo com laje maciça, onde a ruína ocorreu pelo esmagamento do concreto na base do conector e posterior corte dos conectores (Figura 4.6i e 4.6j). Nesse modelo não foi observado o fendilhamento longitudinal da laje de concreto na região interna do concreto, mas sim o esmagamento localizado do concreto junto à base do conector. O fendilhamento ocorreu na face superior da laje, ao contrário dos modelos com laje alveolar. Os dados da legenda podem ser melhor entendidos pela Figura 3.13 do capítulo anterior.







(c) Deformação nos conectores M-160-12,5

(d) Deformação nos conectores M-160-16

Deformacao (10⁻⁶)





(e) Modelo M-150-M

O modo de ruptura sofreu modificação no modelo com armadura transversal formada por barras de 16 mm. Nesse caso, os conectores atingiram a tensão de escoamento convencional do aço (Figura 4.5d) antes da ruína, a qual ocorreu de modo misto pela ruptura do concreto acompanhada pelo corte dos conectores em ambos os lados do perfil (Figura 4.6h e 4,6g).

Figura 4. 6- Ruína dos modelos com laje alveolar de 160 mm e armadura transversal.



(a) Modelo M-160-8: corte parcial dos conectores



(c) Modelo M-160-10: corte parcial dos conectores com uma laje separada



(b) Modelo M-160-8: Fissuração longitudinal na face da laje em contato com o perfil



(d) Modelo M-160-10: Fendilhamento ao longo da interface entre a laje e o perfil metálico

Figura 4.6- Ruína dos modelos com laje alveolar de 160 mm e armadura transversal. (continuação)



(e) Modelo M-160-12,5: corte dos conectores



(f) Modelo M-160-12,5: Fissuração longitudinal na face da laje em contato com o perfil



(g) Modelo M-160-16: corte dos conectores



(h) Modelo M-160-16: esmagamento com fendilhamento do concreto



(i) Modelo M-150-M: corte dos conectores.



(j) Modelo M-150-M: fendilhamento longitudinal.

Na tabela 4.3 é mostrada os resultados do ensaio de cisalhamento direto nos modelos, F_u . Esses resultados são na verdade uma média ponderada da resistência dada pelo sistema de aquisição. Isso porque, o sistema não diferencia lado de laje. Essa média ponderada foi calculada em função da soma dos f_{cm} , do concreto de preenchimento, de cada lado dividido pela resistência a compressão, do concreto de preenchimento, de um dos lados. Dessa forma, pode-se redistribuir as cargas últimas por laje.

Ainda na tabela 4.3 é realizada uma comparação de cada modelo em relação o modelo maciço. A partir dessa referência fica clara a influência da armadura. Pois, a relação entre o resultado experimental ponderado, F_u , e a força por lado de cada laje maciça, $F_{maciça}$, aumenta a medida que o diâmetro dos modelos é aumentado.

Modelo	Laje	F _u (kN)	$F_{u}\!/F_{maciçaA}$	$F_{u}/F_{maciçaB}$
M 160 0	А	77,36	0,78	0,76
WI-100-0	В	75,29	0,76	0,74
M 160 9	А	99,64	0,96	0,94
WI-100-8	В	90,73	0,94	0,92
M 160 10	А	106,79	1,13	1,10
IVI-100-10	В	83,41	1,02	1,00
M 160 12 5	А	96,41	1,03	1,01
WI-100-12,5	В	93,63	1,04	1,02
M 160 16	А	119,52	1,48	1,45
IVI-100-10	В	125,38	1,49	1,46
M 2 10 0	А	89,16	0,89	0,87
IVI-210-0	В	80,49	0,85	0,83
M 210 8	А	107,53	1,08	1,06
IVI-210-0	В	119,21	1,13	1,10
M 210 10	А	117,57	1,29	1,27
IVI-210-10	В	132,57	1,30	1,27
M 210 12 5	А	101,55	1,24	1,21
wi-210-12,3	В	154,25	1,42	1,39
M 160 M	А	103,03		
IVI-10U-IVI	В	118,05	-	-

Tabela 4. 3 Comparação dos modelos em relação as Lajes Maciças.

Isso indica que os modelos se aproximam e chegam a ultrapassar a laje maciça a medida em que o diâmetro da armadura transversal é maior. A mesma comparação foi realizada entre os modelos com laje de 210 mm, tabela 4.3, e verifica-se que a influência da armadura também é clara. Contudo, o aumento da altura da laje alveolar também parece ter influenciado. Pois, quando se analisa os modelos com laje de 160 mm e de 210 mm com mesmo diâmetro nota-se

que a relação é ligeiramente maior para os modelos de 210 mm. Indicando, também, a influência da altura da laje alveolar.

Os modelos de cisalhamento direto com laje alveolar de 210 mm de altura, mais capa, e armadura transversal também romperam no concreto. Nesse caso, na maioria dos modelos a ruptura do concreto ocorreu após os conectores atingiram a tensão de escoamento convencional do aço. Exceção foi o modelo com armadura transversal de 8 mm de diâmetro, onde os conectores apresentaram baixa deformação (Figura 4.7a). Isso indica uma influência da altura da laje alveolar na resistência do conector, bem como da taxa de armadura transversal. Entretanto, parece que a altura da laje alveolar tem maior influência que a taxa de armadura transversal adicionada nos alvéolos.





(a) Deformação nos conectores M-210-8SC



(c) Deformação nos conectores M-210-10









A armadura transversal foi colocada logo abaixo da cabeça do conector em todas as lajes alveolares, aproximadamente a meia altura do alvéolo. Na Figura 4.6 e 4.8 é possível observar que o fendilhamento ocorreu no concreto de preenchimento, junto à interface com o perfil metálico. Já na laje maciça (Figura 4.6j), o fendilhamento ocorreu na face superior da laje, provavelmente porque havia uma armadura transversal de 8 mm a cada 10 cm posicionada na face inferior da laje, próxima à interface.

Uma vez atingida a força máxima no ensaio, os modelos com laje alveolar de 210 mm de altura também mantiveram o carregamento até ocorrer o corte dos conectores em um dos lados do perfil. Isso permitiu uma inspeção visual da face da laje em contato com o perfil, de onde também se observou uma fissura de fendilhamento longitudinal ligando os conectores (Figura 4.8).







(a) Modelo M-210-8SC:(b) Modelo M-210-8SC:corte parcial nos conectores:Fendilhamento do concreto de preenchimentoFigura 4. 8- Ruína dos modelos com laje alveolar de 210 mm e armadura transversal.



(c) Modelo M-210-8: corte parcial nos conectores:



(d) Modelo M-210-8: Fendilhamento do concreto de preenchimento



(e) Modelo M-210-10: Corte nos conectores



(g) Modelo M-210-12,5: Corte nos conectores



(f) Modelo M-210-10: Fendilhamento do concreto de preenchimento



(f) Modelo M-210-12,5: Fendilhamento do concreto de preenchimento

Essa modificação na posição da fissura de fendilhamento pode estar relacionada com a posição da armadura transversal, já que nos modelos com laje alveolar não havia armadura transversal junto à interface. Assim, uma vez que se inicia o esmagamento do concreto junto à base do conector, forma-se uma fissura de fendilhamento a partir da interface que se prolonga ao longo da altura da laje. Havendo armadura transversal em quantidade suficiente, essa impede o prolongamento da fissura de fendilhamento. No caso dos modelos com conector de maior altura, porém, essa fissura de fendilhamento pode ficar restrita à base do conector, não alcançando a armadura transversal. Esse fenômeno parece ter ocorrido nos modelos com conector de 150 mm de altura, nos quais a armadura transversal foi pouco solicitada.

A chave de cisalhamento presente nos modelos de cisalhamento direto, garantida pelo tampão colocado nos demais alvéolos e a 50 mm de profundidade, parece não ter influenciado a resistência da ligação. Isso porque os modelos M-210-8, com chave de cisalhamento, e o modelo M-210-8-SC, sem chave de cisalhamento, apresentaram resistência do conector semelhante. A única diferença é a deformação última dos conectores, que se mostrou maior no modelo sem as chaves de cisalhamento. Resposta semelhante foi obtida por Paulo (2007), que também concluiu pela pouca contribuição das chaves de cisalhamento na resistência da ligação (modelos M-200-16 e M-200-16SC). Uma possível resposta a esse fenômeno foi

sugerido por Paulo (2007), que mostrou que a resistência ao cisalhamento direto do concreto que penetra nos alvéolos onde há armadura transversal, associada à resistência por atrito entre a laje alveolar e o concreto de preenchimento, é maior que a resistência ao corte dos conectores. Essa conclusão vale para a configuração de diâmetro do conector, tipo de aço e tamanho de alvéolos utilizados nesses dois trabalhos, que, entretanto, é representativa das ligações encontradas em estruturas de edifícios.

4.2.2 Deformação da armadura transversal

Segundo Lam (2007), a armadura transversal possui duas funções, que são contribuir com a transferência das tensões de cisalhamento da viga de aço para a laje e promover o confinamento do concreto de preenchimento de modo a evitar o seu fendilhamento.

A resistência ao fendilhamento do concreto depende de sua resistência à tração e, depois de fissurado, toda a força deverá ser resistida pela armadura transversal. Nos modelos de cisalhamento direto com baixas taxas de armadura, a armadura transversal atinge sua tensão de escoamento logo após a formação da fissura no concreto, tendo em vista que sua resistência é inferior à resistência ao fendilhamento do concreto. Esse comportamento é observado na Figura 4.9a, para os modelos com laje alveolar de 160 mm de altura e armadura transversal formada por três barras de 8 mm, na qual antes de atingida a força máxima, a armadura encontrava-se com deformação inferior à de escoamento do aço. A observação do ensaio apresentou que próximo à força máxima, ocorre o fendilhamento do concreto, seguido do aumento brusco da deformação da armadura.

Com o aumento da taxa de armadura transversal, ela é capaz de resistir aos esforços oriundos do fendilhamento do concreto, podendo ou não atingir a tensão de escoamento do aço após a fissuração do concreto. Por exemplo, como visto na Figura 4.9c e na Figura 4.9d, os modelos com laje alveolar de 160 mm de altura e armadura transversal formada por três barras de 12,5 mm e 16 mm a armadura transversal chegaram a atingir a deformação de escoamento do aço. Com isso, o conector conseguiu alcançar a sua máxima capacidade resistente.

É importante ressaltar, ainda, a contribuição da armadura transversal no sentido de também evitar a ruptura por arrancamento do conector devido à formação de um cone a partir da cabeça do conector. Essa é uma ruptura típica de arrancamento de pino com cabeça e nos modelos com conector de 112 mm de altura pode ter sido combatida com a armadura

transversal, a qual era posicionada logo abaixo da cabeça do conector (Figura 3.8c). Já nos modelos com conector de 150 mm de altura, essa forma de ruptura é combatida com a maior altura do conector.

A influência da altura da laje, e consequentemente da altura do conector, é notada quando se analisa a deformação da armadura transversal nas lajes com 210 mm de altura (Figura 4.10a). Nesse caso, a armadura transversal praticamente não foi solicitada até a ruptura da ligação. Assim, pode-se concluir que nesse caso a taxa de armadura transversal teve menos influência na resistência do conector que no caso das lajes alveolares de menor altura, isto é, 160 mm. Esse resultado é coerente com as deformações dos conectores nessas lajes, os quais são muito próximos entre si a partir da presença da armadura transversal de pelo menos 10 mm de diâmetro.



Figura 4. 9- Deformação na armadura transversal para os modelos com laje alveolar de 160 mm

(d) Modelo M-160-16

Exceção se faz ao modelo sem as chaves de cisalhamento e com baixa taxa de armadura (M-210-8 SC com três barras de 8 mm), onde uma vez atingida a força máxima da ligação houve o fendilhamento do concreto, seguido do escoamento da armadura Figura (4.11a).



Figura 4. 10- Deformação na armadura transversal para os modelos com laje alveolar de 210 mm



4.2.3 Deslizamento relativo na interface

Nas Figuras 4.12 e 4.13 são mostrados os gráficos de deslizamento relativo na interface entre a laje e o perfil metálico para as lajes de 160 mm de altura e para as lajes de 210 mm de altura, respectivamente. Também, é feita a comparação desses deslizamentos com a equação 2.21 recomendada por Xue *et al.* (2008) para avaliação do deslizamento da interface em vigas mistas com laje maciça de concreto.



(a) Modelo M-160-0

(b) Modelo M-160-8







Figura 4. 12- Deslizamento na interface para os modelos com laje alveolar de 210 mm




Figura 4.12- Deslizamento na interface para os modelos com laje alveolar de 210 mm (continuação)

(e) Modelo M-210-12,5

De forma geral, a equação proposta por Xue *et al.* (2008) foi capaz de representar o deslizamento médio da interface, até o ponto em que foi medido, dos modelos de cisalhamento com lajes de 210 mm de altura. Também representou com boa precisão o deslizamento no modelo com laje maciça até 30% da resistência do conector. Já nos modelos com laje alveolar de 160 mm de altura, a equação proposta por Xue *et al.* (2008) representou com certa precisão os deslizamentos dos modelos com maior taxa de armadura , isto é, com armadura transversal de pelo menos 12,5 mm de diâmetro. Para menores taxas, onde a resistência do conector foi definida pela resistência ao fendilhamento do concreto, os resultados experimentais mostraram mais rígidos.

Vale ressaltar a grande variabilidade dos valores de deslizamento medidos nos diferentes pontos da interface. De forma geral, a discrepância se deve ao fato de uma das lajes ter apresentado maior deslizamento que a outra laje. Entretanto, há modelos em que os deslizamentos de um lado perfil foram maiores que do outro lado. Essas diferenças podem ser

explicadas pelas imperfeições geométricas na aplicação do carregamento ou pela presença de pontos de aderência entre o concreto de preenchimento e o perfil metálico ao longo da interface.

Apesar das discrepâncias, quando as curvas individuais de deslizamentos são confrontadas com a deformação nos conectores, nota-se coerência dos resultados. Isto é, o deslizamento é maior na laje onde os conectores apresentaram maiores deformações. Além disso, os deslizamentos normalmente são maiores nos conectores mais próximos à aplicação do carregamento, mostrando que eles são mais solicitados nos estágios iniciais. O mesmo ocorre com as deformações nos conectores. Entretanto, a diferença de deformação entre os conectores de uma mesma laje não é significativa e ela tende a se uniformizar com o aumento do carregamento, principalmente nos modelos com altas taxas de armadura que possibilitam elevadas deformações do conector antes de ser atingida a resistência da ligação.

Os deslizamentos não foram medidos até o final do ensaio, tendo sido determinados, em média, até 80% da resistência da ligação. Com isso, não é possível caracterizar a ductilidade da ligação por meio do deslizamento. Entretanto, a partir da proximidade de deformações nos seis conectores do modelo e do fato de todos eles terem atingido, na sua maioria, a tensão de escoamento convencional do aço, é possível afirmar que se trata de uma ligação dúctil.

4.2.4 Análise do conector em regime elástico pelo método da viga sob base elástica

Como visto no capítulo 2, as pesquisas sobre conectores tipo pino com cabeça quase sempre resultam em modelos empíricos para avaliação da resistência e do deslizamento da ligação aço-concreto. Poucos ainda são os modelos analíticos desenvolvidos. Nesse sentido, este item procura aplicar o método da viga sob base elástica aos modelos ensaiados com o objetivo de se validar um modelo analítico que possa ser aplicado à ligação em regime elástico linear.

Na figura 4.13 é mostrada a distribuição do momento fletor ao longo da altura do conector calculada pelas Equações 2.23 a 2.26, admitindo a cabeça do conector restringida à rotação, para uma força de 40 kN. Esse valor foi escolhido pelo fato do conector estar no regime elástico linear, conforme os gráficos de força versus deformação apresentados no item 4.2.1. A hipótese de restrição à rotação da cabeça é válida no regime elástico linear do conector, onde ocorrem pequenas deformações no mesmo. Essa parece ser a situação para esse nível de

carregamento, tendo em vista o comportamento aproximadamente linear da deformação do conector até a força de 40 kN. Para o traçado dessa figura foi utilizada a equação 2.26, proposta por Tanaka e Murakoshi (2011), para avaliar a rigidez da base elástica. As curvas representam conectores de 112 mm e 150 mm de altura, e concreto com resistência a compressão de 26 MPa, e conectores com de 112 mm e 162 mm de altura, e concreto com resistência a compressão de 50 MPa, como os modelos ensaiados por Paulo (2007).

Da Figura 4.13 é possível notar que o momento fletor a 112 mm da base do conector não é zero quando a resistência à compressão do concreto é de 26 MPa, justificando a tendência de rotação da cabeça do conector nas lajes alveolares com 160 mm de altura ensaiadas Nesse trabalho, como podem ser vistas na Figura 4.2 anteriormente discultido. Porém, nos conectores com altura de 112 mm e resistência à compressão do concreto de 50 MPa, o momento fletor na cabeça do conector é praticamente igual a zero, comprovando que a resistência à compressão do concreto restringe a rotação da cabeça do conector. Já os conectores com 150 e 162 mm de altura não apresentam momento fletor na cabeça do conector à compressão do concreto.

Figura 4. 13– Distribuição do momento fletor ao longo da altura do conector engastado-engastado pelo método da viga sob base elástica



Na Figura 4.14 é mostrada a deformada do conector obtida pelo método da viga sob base elástica. Observa-se dessa figura que independentemente da altura do conector e da existência de momento fletor na cabeça, sua deformada possui uma característica típica de engaste tanto na cabeça quanto na base do fuste. Os deslocamentos independem da altura do conector,

porém são fortemente dependentes da resistência à compressão do concreto, sendo maiores para concretos com menor resistência à compressão.

Figura 4. 14– Deformada do conector engastado-engastado pelo método da viga sob base elástica para uma força de 40 kN.



Observa-se da Figura 4.13 que na região onde foi colado o extensômetro, isto é, a 40 mm da base do conector, os valores de momento fletor são baixos. Entretanto, do ensaio observam-se deformações no conector nessa região, mesmo no regime elástico linear. Dessa forma, a rigidez da base estimada pela equação. (2.26) pode não ser válida para os modelos ensaiados. Nesse sentido, a equação (2.23) foi utilizada para se estimar a rigidez da base elástica nos ensaios realizados. Para isso, foi determinado o momento fletor teórico (M_{teo}) na seção a 40 mm da base do conector a partir da deformação média do conector (v_c) para a força de 40 kN. Esse momento foi obtido da teoria clássica de flexão da resistência dos materiais, admitindo seção plana. Em seguida, o valor da rigidez da base elástica foi modificado até que o momento calculado pela equação (2.23) igualasse ao momento fletor teórico.

Uma vez obtida a rigidez empírica da base elástica (K_{emp}), esta foi utilizada para calcular o deslocamento da extremidade do conector para a força de 40 kN (y_{teo}). Esse valor foi, então, comparado ao deslizamento médio da interface de cada modelo (y_{exp}), obtido da média dos transdutores nas duas mesas do perfil metálico. Com isso, procurou-se validar o valor obtido para a rigidez empírica. Os resultados são mostrados na Tabela 4.4.

Da tabela 4.4 observa-se que não foi possível encontrar um valor de K_{emp} que igualasse o momento fletor obtido pela equação (2.23) ao momento fletor teórico (M_{teo}) para a laje A dos modelos M-160-16 e M-150-M. Na figura 4.15 é mostrada a distribuição do momento fletor na seção a 40 mm da base em função da rigidez da base elástica (K). Observa-se que o valor do momento fletor não ultrapassa 115 N.m, aproximadamente.

Dessa forma, conclui-se que a equação (2.23) possui um valor limite, independente do valor adotado para a rigidez da base elástica. Isso implica que ela é válida para um determinado valor limite de deformação, o qual foi ultrapassado nos modelos M160-16 e M-150-M.

Modelo	Laje	V _c (x 10 ⁻⁶)	$M_{teo} \ (Nm)^{(a)}$	$\frac{K_{emp}}{(MPa/mm)}^{(b)}$	$\frac{K_{teo}}{(MPa/mm)}^{(c)}$	K _{emp} / K _{teo}	$y_{teo}\left(mm ight)^{(d)}$	y _{exp} (mm) ^(e)	Y _{teo} / Y _{exp}	
M 160.0	А	795,37	107,06	194,18	134,85	1,44	0,22	0,26	0,85	
IVI-100-0	В	647,79	87,20	160,11	131,24	1,22	0,19	0,19	1,00	
M 160 9	А	195,18	26,27	40,54	153,00	0,26	0,50	0,11	4,55	
100-8	В	28,81	3,88	26,64	139,32	0,19	0,61	0,16	3,81	
M 160 10	А	325,16	43,77	52,14	114,10	0,46	0,43	0,20	2,15	
IVI-100-10	В	193,92	26,10	40,36	89,11	0,45	0,50	0,17	2,94	
M 160 12 5	А	80,57	10,85	32,56	126,83	0,26	0,56	0,14	4,00	
M-160-12,5	В	435,38	58,61	65,40	123,17	0,53	0,38	0,45	0,84	
N 160 16	А	1221,92	164,48	-	91,11	-	-	0,43	-	
100-10	В	146,86	19,77	36,89	95,57	- 0,39	0,52	0,21	2,48	
M 150 M	А	968,38	130,35	-	156,94	-	-	0,42	-	
IVI-150-IVI	В	111,07	14,95	34,52	179,84	0,19	0,54	0,09	6,00	
M 210.0	А	623,72	83,96	103,17	135,76	0,76	0,31	0,43	0,72	
IVI-210-0	В	593,11	79,84	96,81	122,55	0,79	0,33	0,35	0,94	
M-210-8- SC	А	370,75	49,91	66,45	99,18	0,67	0,47	0,20	2,35	
M 210 9	А	275,87	37,13	58,35	145,16	0,40	0,53	0,26	2,04	
IVI-210-8	В	127,17	17,12	48,27	160,93	0,30	0,63	0,17	3,71	
M 210 10	А	374,54	50,42	66,88	126,21	0,53	0,47	0,18	2,61	
IVI-210-10	В	442,21	59,52	74,00	142,31	0,52	0,43	0,13	3,31	
M-210-12,5	А	279,1	37,57	58,52	111,48	0,52	0,53	0,28	1,89	

Tabela 4. 4 Rigidez da base elástica do conector engastado-engastado para a força de 40 kN (TANAKA E MURAKOSHI, 2011)

(a) Obtido da resistência dos materiais por meio das equações: $\sigma = E_s$; $\sigma = (M_{teo} y)/I$; (b) Valor encontrado para que o momento, Eq. 2.23, seja igual ao M_{teo} ; (c) Calculado a partir da Eq. 2.26; (d) Obtido da Eq. 2.25 com K_{emp} ; (e) valor obtido do ensaio. *valores utilizados $E_s = 200$ GPa e I = 6393,87 mm⁴.

Figura 4. 15- Rigidez da base elástica (K) versus Momento fletor no conector na seção a 40 mm da base (Eq. 2.23)



Da tabela 4.4 observa-se, que na ausência da armadura transversal (modelos M-160-0 e M-210-0) tanto os valores de deslizamento (y_{teo}) quanto os de rigidez empírica (K_{emp}) estão próximos dos valores estimados pelas equação (2.25) e equação (2.26) respectivamente. Isso se justifica pelo fato desses modelos apresentarem condições de contorno semelhantes às adotadas no modelo da viga sob base elástica. Nos demais modelos, o valor da rigidez empírica foi sensivelmente menor que o obtido da equação (2.26) proposta por Tanaka e Murakoshi (2011). Essa menor rigidez pode ser devida à presença da armadura transversal, que reduziria a rigidez da base elástica. Por essa razão, o deslizamento obtido com a rigidez empírica (y_{teo}) foi maior que os valores obtidos do ensaio (y_{exp}). Para essa análise, entretanto, foi utilizado o deslizamento médio de cada laje, o qual se apresentou variável quando se analisa as leituras individuais dos transdutores. Por essa razão, optou-se por avaliar a rigidez empírica (K_{emp}) a partir do deformação do conector e não do deslizamento na interface.

No sentido de se obter uma equação empírica para a rigidez da base elástica dos modelos ensaiados, foi determinada a rigidez média experimental para os modelos com laje alveolar de 160 mm e 210 mm de altura (Tabela 4.5). Por meio de uma análise de variância, constatou-se que a altura da laje influenciou de forma significativa a rigidez empírica da base elástica (K_{emp}). Por essa razão, foram propostas duas equações para estimar a rigidez da base elástica no caso de conectores associados com laje alveolar, isto é:

$$K_{emp} = 0,09 f_{cm} d$$
, para laje alveolar de 160 mm de altura e capa de concreto (4.1)

$$K_{emp} = 0,12 f_{cm} d$$
, para laje alveolar de 210 mm de altura e capa de concreto (4.2)

Tabela 4. 5 Valor médio da rigidez empírica da base elástica para os modelos de cisalhamento direto com laje alveolar e armadura transversal

Altura da laje alveolar (mm)	Altura do conector (mm)	Valor médio de \mathbf{K}_{emp}	$\frac{K_{emp}}{f_{cm}d}$
160	112	$41,13 \pm 12,28$	0,09 ± 0,03
210	150	$62,\!08\pm8,\!96$	$0,\!12\pm0,\!03$

4.2.5 Proposta de equação para dimensionamento da ligação

Os resultados até aqui discutidos indicam que a altura da laje alveolar tem influência na resistência da ligação, diferentemente do relatado em trabalhos anteriores que encontraram pouca influência da altura da laje alveolar a partir de ensaios sem a presença da capa de

concreto (LAM, 2007). A taxa de armadura transversal parece ter uma importância menor no caso das lajes alveolares de maior altura, nesse caso, 210 mm.

Na tabela 4.6 estão mostrados as forças últimas de cada modelo (F_u) em kN, as propriedades geométricas do conector, da laje, da junta longitudinal e da armadura transversal. Também, nessa tabela, são mostrados as resistências à compressão e módulo de elasticidade do concreto de preenchimento dos alvéolos e da junta longitudinal.

Na tabela 4.6, também é mostrado os resultados da equação 4.3, que é a equação de Lam (2007), 2.11, sem o parâmetro que leva em consideração a taxa de armadura transversal. Isso foi feito, para avaliar a influência desse parâmetro nos modelos ensaiados neste trabalho.

$$P = 0,29 \,\mathrm{rs} \, d^2 \,\sqrt{f_{cm} \, E_{cm}} \tag{4.3}$$

Observando as forças última dos modelos sem armadura na tabela 4.6, M-160-0 e M-210-0, nota-se que existe uma interferência da altura da laje. Isso porque os módulos de elasticidades e as resistências à compressão dos Lados A dos modelos M-160-0 e M-210-0 são praticamente os mesmo. E as forças últimas foram 70,48 kN e 84,82 kN (tabela 4.6) para os modelos M-160-0 e M-210-0, respectivamente. O que indica que a altura da laje influência nos modelos com capa e presença de chave.

Outra observação é que a força última F_u do modelo M-160-0 é bem próxima a força dada pela equação 4.3, que é a de Lam (2007) sem o parâmetro que leva em consideração a presença de taxa de armadura. Portanto, existe o indicativo de que a equação de Lam (2007) se adapte bem para modelos com laje alveolar de 160 mm e gap de 50 mm com a presença da capa.

Para melhor entender a presença da armadura transversal, tomou-se a seguinte equação:

$$F_{u} = \vee P \tag{4.4}$$

Isolando na equação 4.4, tem-se:

$$V = \frac{F_u}{P} \tag{4.5}$$

									P=0,29 $d^2(E_{cm}.f_{cm})^{0,5}$	$F_{u}\text{=}$.P e ()= /z+1
Modelo	F_u *	Laje	h ^a	H^{b}	H+c ^c	d	$f_{ m cm}{}^{ m e}$	$E_{cm}^{ f}$	P^{g}	$V = \frac{F_u}{P}$
M 160.0	77,36	А	112,00	160,00	200,00	0,00	28,39	26,13	76,83	1,01
M-100-0	75,29	В	112,00	160,00	200,00	0,00	27,63	27,70	78,04	0,96
M 160 8	99,64	А	112,00	160,00	200,00	8,00	32,21	24,92	79,92	0,92
IVI-100-8	90,73	В	112,00	160,00	200,00	8,00	29,33	23,94	74,75	0,90
M 160 10	106,79	А	112,00	160,00	200,00	10,00	24,02	28,14	73,34	1,01
MI-100-10	83,41	В	112,00	160,00	200,00	10,00	18,76	26,56	62,97	0,92
M 160 12 5	96,41	А	112,00	160,00	200,00	12,50	26,70	24,47	72,11	0,87
M-100-12,5	93,63	В	112,00	160,00	200,00	12,50	25,93	23,37	69,44	0,87
M 160 16	119,52	А	112,00	160,00	200,00	16,00	19,18	25,65	62,57	1,13
NI-100-10	125,38	В	112,00	160,00	200,00	16,00	20,12	26,38	64,99	1,14
M 210.0	89,16	А	150,00	210,00	250,00	0,00	28,58	26,61	77,80	1,15
WI-210-0	80,49	В	150,00	210,00	250,00	0,00	25,80	25,97	73,02	1,10
M 210 8	107,53	А	150,00	210,00	250,00	8,00	30,56	24,25	76,80	1,04
WI-210-0	119,21	В	150,00	210,00	250,00	8,00	33,88	24,87	81,89	1,08
	117.57	А	150,00	210,00	250,00	10,00	26,57	25,39	73,27	1,12
M-210-10	132,57	В	150,00	210,00	250,00	10,00	29,96	26,21	79,05	1,17
M 210 12 5	101,55	А	150,00	210,00	250,00	12,50	23,47	21,46	63,31	1,04
WI-210-12,3	154,25	В	150,00	210,00	250,00	12,50	35,65	24,99	84,20	1,19
M 210 16	126,63	А	150,00	210,00	250,00	16,00	30,18	25,90	78,87	0,95
M-210-16 96,80	В	150,00	210,00	250,00	16,00	23,07	24,73	67,38	0,85	

Tabela 4. 6 - Força última dos modelos e parâmetros

* força última em kN de cada modelo; a) altura do conector em mm com diâmetro de d = 19 mm b) altura da laje em mm; c) Altura da laje alveolar mais a capa com c = 40 mm; d) diâmetro da armadura transversal em mm; e) resistência à compressão dado pela tabela 4.1; f) módulo de elasticidade dado pela tabela 4.1; g) O parâmetro (tabela 2.2) é o mesmo da equação de Lam (2007) e vale 0,78 com o junta longitudinal de g = 50 mm e = 1;.

Tomando os valores da equação 4.5, mostrados na tabela 4.6, e tomando é uma função do diâmetro da armadura () encontra-se o seguinte gráfico, para cada laje:



Figura 4. 16- gráfico de em função do diâmetro da armadura

Para o parâmetro considerou-se que é uma função do diâmetro da armadura, sendo está função linear, dado pela equação 4.6.

$$v\left(w\right) = \frac{w}{z} + 1 \tag{4.6}$$

O número 1 faz presente nessa equação por condição de contorno, ou seja, para =0 tem-se que (0) = 1. Dessa forma, a partir da Figura 4.16, para as lajes de 160 mm tem-se que:

$$v(w) - 1 = 0.0429w$$
 (4.7)

igualando 4.6 com 4.7 temos que fazendo 1/z = 0,0429 resultando em z = 20,7 para lajes de 160 mm. E Para as lajes de 210 mm tem-se que:

$$v(w) - 1 - 0,1094 = 0,0483w \tag{4.8}$$

igualando 4.6 com 4.8 tem-se 1/z = 0,0483 resultando em z = 23,31 para lajes de 210 mm. Dessa forma, a equação de pode ser escrita como:

$$v\left(w\right) = \frac{w}{23} + 1 \tag{4.9}$$

A média, das lajes de 160 mm, entre os valores da relação entre o ensaio experimental e equação de Lam (2007), usando o parâmetro da equação 4.9 foi de 0,97, com coeficiente de variação de 9,98.

	Para as lajes de 160 mm e z =17				
Modelo	() = /23 + 1	Р.	$F_u/(P.)$		
M 160 0	1,00	76,83	1,01		
MI-100-0	1,00	78,04	0,96		
M 160 8	1,35	107,72	0,92		
M-100-8	1,35	100,75	0,90		
M 160 10	1,43	105,23	1,01		
M-100-10 —	1,43	90,35	0,92		
M 160 12 5	1,54	111,29	0,87		
M-100-12,5	1,54	107,18	0,87		
M 160 16	1,70	106,10	1,13		
M-100-10 —	1,70	110,20	1,14		
		média	0,97		
		Coeficiente de variação	9,98		

Tabela 4. 7 - Representação utilizando a equação 4.8 nas Lajes de 160 mm

Tabela 4.8 -	Representação	utilizando a	equação 4.8	nas Lajes	de 210 mm
		Para as lai	es de 210 mn	n e z =17	

	I ui u us iujes	ut 1 10 mm t 1	•
Modelo	() = /23 + 1	Р.	$F_u/(P^*)$
M 210.0	1,00	77,80	1,15
M-210-0 —	1,00	73,02	1,10
M 210 9	1,35	103,51	1,04
WI-210-8	1,35	110,37	1,08
M 210 10	1,43	105,13	1,12
M-210-10	1,43	113,42	1,17
M 210 12 5	1,54	97,72	1,04
M-210-12,3 —	1,54	129,96	1,19
		Média	1,11
		Coeficiente de variação	5,02

A média das lajes de 210 mm foi de 1,11 com coeficiente de variação de 5,02%. De fato é obvio aplicar a equação de Lam (2007) com da equação 4.9, irá obter média próxima de 1 Porém, percebe-se o coeficiente de variação é razoável, a média dos modelos próximas de 1 não garante que o coeficiente de variação seja próximo de zero (que seria o ideal). Pois, ao aplicar as equações das normas atuais e recomendações existentes para lajes maciças os coeficientes de variação são bem maiores, do que estas, apesar da média se aproximar de 1, como será visto na próxima seção. Isso demonstra que a dispersão entre os modelos tende a ser menor quando leva-se em conta a taxa de armadura transversal.

Porém, quando se faz a média total entre todos os modelos das tabelas 4.7 e 4.8 ela será da ordem de 1,03 e o coeficiente de variação é de 11%, piorando a dispersão entre os dados em relação aos modelos analisados de forma separada, por altura de laje. Sendo assim, este é mais um indicativo de que a altura da laje alveolar influência na resistência da ligação.

Dessa forma, pode-se levar em conta a soma das alturas da laje alveolar com a capa estrutural. Fazendo:

$$\} = \frac{F_u}{PN} \tag{4.10}$$

e aplicando a equação 4.10 aos modelos sem armadura, M-160-0 e M-210-0, temos valores de lambda para quatro lajes, duas do lado A e duas do lado B. Na Figura 4.17 estão representados estes valores em função da altura da laje alveolar em função da capa estrutural





Dessa forma, a equação de lambda em função da altura da laje alveolar mais capa é:

$$\} = 0,0028(H+c) + 0,432 \tag{4.11}$$

A equação 4.11 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\} = 0.43 \left(\frac{H+c}{150} + 1 \right) \tag{4.12}$$

Na próxima seção será aplicada a equação de Lam(2007) com o uso dos parâmetros descritos nas equações 4.9 e 4.12.

4.2.6 Avaliação da resistência do conector por meio de normas e códigos de projeto

Na Tabela 4.8 é apresentada a comparação dos resultados de força última dos modelos de cisalhamento ensaiados com os resultados obtidos segundo as recomendações da norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008), do EUROCODE 4 (CEN, 2004), do PCI (PCI, 2010) e do ACI 318-08 (ACI, 2008). Além disso, são apresentados o resultados da aplicação das expressões recomendadas na literatura e mostradas na Tabela 2.2, bem como da equação 4.8 proposta.

Quando se analisa os valores obtidos pela recomendação da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), eles foram, em média, 10% superiores aos valores experimentais e 17% superior ao valor obtido para a laje maciça. A expressão recomendada pelo Eurocode 4 (CEN, 2008) subestimou em 21%, em média, os valores da resistência dos modelos obtidos dos ensaios. Já para a laje maciça, o valor obtido foi apenas 12% inferior. A expressão recomendada pelo PCI (PCI, 2010) resultados satisfatórios tanto para a laje alveolar como para a maciça, também obteve um coeficiente de variação mais baixo em relação as normas, além de estar a favor da segurança em 3%. A expressão recomendada pelo ACI 318-08 (ACI, 2008) ficou 19% a favor da segurança com coeficiente de variação 20,60. Por outro lado, quando se analisa os valores obtidos pela expressão proposta por Lam (2007), conclui-se que eles foram, em média, 100% inferiores aos obtidos dos ensaios. Isso mostra que o fato de ter sido executada a capa de concreto sobre as lajes alveolares fez com que, o comportamento do conector, se aproximasse daquele observado pelas normas e recomendações para a situação de laje maciça de concreto. Porém, o coeficiente de variação foi menor que todas as recomendações e normas, isso porque de fato os parâmetros que levam em consideração a altura e diâmetro do conector, distância da junta longitudinal e taxa de armadura transversal influenciam e reduzem a discrepância entre os modelos ensaiados. Vale ressaltar que no cálculo pela expressão recomendada por Lam (2007), assim como em todas as demais expressões, foi utilizada apenas a resistência do concreto utilizado no preenchimento da ligação, e não a média entre a resistência do concreto de preenchimento e da laje alveolar como sugerido por Lam *et. al* (2007).

Comportamento semelhante é observado para as demais expressões encontradas na literatura para laje maciça de concreto. A equação (2.12) recomendada por Tanaka e Murakoshi (2011) apresentou diferença de 13%, em média. Já a equação (2.13) recomendada por Xue *et. al.* (2011) apresentou a melhor média que foi em cima dos experimentais, porém com coeficiente de variação em torno de 20,74%. As expressões propostas por Pallarés e Hajjar (2010), isto é, propostas 1, 2, 3 e 4 (equações 2.15, Eq. 2.16, Eq. 2.17 e equação 2.18, respectivamente) apresentaram uma diferença, em média, de 23% para a proposta 1, de 27% para a proposta 2 e de 9% para a proposta 3, todas subestimando os resultados dos ensaios. Já a proposta 4 apresentou uma diferença de 19%, superestimando os resultados dos ensaios. Nesse sentido, a equação (2.13) parece a mais adequada para a avaliação dos resultados obtidos dos ensaios experimentais, dentre essas recomendações.

Contudo, as equações anteriores não leva em consideração parâmetros importantes nas associação de viga metálica com laje alveolar, como a largura da junta longitudinal e a presença da armadura transversal, por isso obtiveram grande dispersão, salvo a equação do Lam (2007). Esses são fatores que influenciam o comportamento da ligação. Nesse sentido, a equação de Lam (2007) com o ajuste da equação 4.9 e 4.12 obteve 0,98 de média e coeficiente de variação de 8,99%. De fato a equação de Lam (2007) com o ajusto dessas equações obterá o melhor resultado, isso porque os parâmetros e da equação 4.9 e 4.12 foram encontrados a partir dos resultados destes ensaios. Como todas as normas e recomendações obtiveram grande dispersão nos resultados. O parâmetro modificado de da equação 4.9 e o parâmetro aqui introduzido da equação 4.12 mostra que é possível ajustar uma equação para lajes alveolares com armadura transversal, e com pouca dispersão entre os resultados e a favor da seguraça.

Tubelu no	reeragae	, enne a rorga	and the set of the set			inde e enpr	000000 aa	literatura
Modelo	Laje	F _{EXP} (kN)	$\begin{array}{c} F_{EXP} / \\ F_{NBR} ^{(a),*} \end{array}$	$\begin{array}{c} F_{EXP} / \\ F_{EC4} ^{(b),**} \end{array}$	$\begin{array}{c} F_{EXP} / \\ F_{PCI} ^{(c),***} \end{array}$	$\begin{array}{c} F_{EXP} / \\ F_{ACI} \end{array} \\ \left. \begin{array}{c} F_{ACI} \end{array} \right. \\ \left. \left. \left. \begin{array}{c} F_{ACI} \end{array} \right. \\ \left. \left. \left. \left. \right\right. \\ \left. \left. \left. \right\right. \right\right. \\ \left. \left. \left. \left. \right\right. \right\right. \\ \right. \\ $	$\begin{array}{c} F_{EXP} / \\ F_{LAM} ^{(e)} \end{array}$	$\begin{array}{c} F_{EXP} / \\ F_{TANAKA} ^{(f)} \end{array}$
M 160.0	А	77,36	0,63	0,86	0,74	0,89	2,01	1,51
M-160-0	В	75,29	0,62	0,84	0,73	0,87	1,97	1,53
N 160 0	А	99,64	0,78	1,06	0,90	1,07	1,78	1,25
M-160-8	В	90,73	0,76	1,03	0,85	1,02	1,73	1,31
	А	106,79	0,92	1,24	1,11	1,33	1,94	1,00
M-160-10	В	83,41	0,83	1,13	0,98	1,17	1,77	1,14
	А	96.41	0,84	1,14	0,95	1,14	1,65	1,17
M-160-12,5	В	93,63	0,85	1,15	0,94	1,12	1,66	1,19
	А	119.52	1,20	1,63	1,39	1,66	2,12	0,80
M-160-16	В	125,38	1,21	1,64	1,43	1,70	2,14	0,78
	А	89.16	0,72	0,98	0,85	0,95	2,29	1,31
M-210-0	В	80,49	0,69	0,94	0,81	0,91	2,20	1,38
	А	107.53	0,88	1,19	0,99	1,11	2,00	1,12
M-210-8	В	119,21	0,92	1,24	1,04	1,17	2,08	1,07
	А	117 57	1,05	1,42	1,16	1,31	2,23	0,96
M-210-10	В	132,57	1,06	1,43	1,23	1,39	2,24	0,90
	А	101.55	1,01	1,37	1,07	1,20	1,97	1,04
M-210-12,5	В	154,25	1,15	1,56	1,32	1,48	2,25	0,85
		Média	0,90	1,21	1,03	1,19	2,00	1,13
		coef de variação	20,62	20,62	20,58	20,60	10,58	19,95
M 160 M	А	103,03	0,81	1,10	0,91	0,52	2,58	1,22
M-160-M	В	118,05	0,83	1,13	0,98	0,56	2,64	1,14

Tabela 4. 8 - Relação entre a força última experimental e obtida de normas e expressões da literatura

* O limite de ruptura no conector é de 166,35 kN (NBR 8800:2008.eq. 2.3.

** O limite de ruptura no conector é de 133,07 kN (EUROCODE 4), eq 2.5.

*** O limite de ruptura no conector é de 124,76 kN (PCI), eq 2.7.

****O limite de ruptura no conector é de 108,13 kN (ACI 318-08), eq. 2.9.

(a) F_{NBR} obtida pela Eq. 2.2; (b) F_{EC4} obtida pela Eq. 2.4; (c) F_{PCI} obtida pela Eq. 2.6 com d_{c1} = 75 mm, (d) F_{ACI} obtida pela Eq. 2.8 com c_{a1} = 255 mm, (e) F_{LAM} obtida pela Eq. 2.11. (f) F_{TANAKA} obtida pela Eq. 2.12.

(Continuação)								
Modelo	Laje	F _{EXP} (kN)	$\frac{F_{EXP}}{F_{XUE}}^{(a)}$	$\frac{F_{EXP}}{F_{P1}}^{/(b)}$	$\frac{F_{EXP}}{F_{P2}}^{(c)}$	$\begin{array}{c} F_{EXP} / \\ F_{P3} \end{array} (d)$	$\begin{array}{c} F_{EXP} \\ F_{P4} \end{array}^{(e)} \end{array}$	$\mathop{F_{EXP}}_{(f)}/F$
A A	77,36	1,36	0,89	0,93	0,81	0,59	1,00	
M-160-0	В	75,29	1,39	0,87	0,90	0,80	0,58	0,96
M 160 9	А	99,64	1,10	1,08	1,17	0,97	0,71	0,92
M-100-8	В	90,73	1,13	1,03	1,10	0,93	0,68	0,90
M 160 10	А	106,79	0,94	1,32	1,30	1,21	0,88	1,01
M-160-10	В	83,41	1,03	1,15	1,08	1,07	0,78	0,92
M 160 125	А	96,41	1,02	1,14	1,18	1,04	0,75	0,86
MI-100-12,5	В	93,63	1,01	1,12	1,17	1,02	0,74	0,87
M 160 16	А	119,52	0,72	1,64	1,55	1,52	1,10	1,12
M-100-10	В	125,38	0,71	1,64 1,55 1 1,68 1,61 1	1,55	1,13	1,13	
M 210 0	А	89,16	1,19	1,02	1,06	0,87	0,67	1,00
M-210-0	В	80,49	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	0,83	0,64	0,96		
M 210 8	А	107,53	0,98	1,20	1,29	1,02	0,79	0,91
M-210-8	В	119,21	0,94	KUE P_{P1} P_{P2} P_{P3} 1,360,890,930,811,390,870,900,801,101,081,170,971,131,031,100,930,941,321,301,211,031,151,081,071,021,141,181,041,011,121,171,020,721,641,551,520,711,681,611,551,191,021,060,871,240,960,980,830,981,201,291,020,821,391,461,190,811,481,571,270,851,281,311,100,751,601,781,351,001,231,271,090,7420,2719,7420,581,051,111,220,940,781,041,160,88	0,83	0,94		
M 210 10	А	117,57	0,82	1,39	1,46	1,19	0,92	0,98
M-210-10	В	132,57	0,81	1,48	1,57	1,27	0,98	1,02
M 210 12 5	А	101,55	0,85	1,28	1,31	1,10	0,85	0,91
WI-210-12,5	В	154,25	0,75	1,60	1,78	1,35	1,04	1,16
		Média	1,00	1,23	1,27	1,09	0,81	0,98
		coef de variação	20,74	20,27	19,74	20,58	20,58	8,99
M 160 M	A	103,03	1,05	1,11	1,22	0,94	0,72	*NA
IVI-100-IVI	В	118,05	0,78	1,04	1,16	0,88	0,88	*NA

Tabela 4. 8 Relação entre a força última experimental e obtida de normas e expressões da literatura

(a) F_{XUE} é dado pela Eq. 2.13; (b) F_{P1} é dado pela Eq. 2.15; (c) F_{P2} é dado pela Eq. 2.16; (d) F_{P3} é dado pela Eq. 2.17; (e) F_{P4} é dado pela Eq. 2.18. (f) F é dado pela equação de Lam (2007) com os parâmetros descritos nas Eq. 4.9 e Eq4.12. *NA não se aplica

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Esse trabalho teve como objetivo avaliar a resistência da ligação de vigas mistas aço e concreto quando são utilizadas lajes alveolares de concreto, com presença de capa estrutural, e conectores do tipo pino com cabeça. As variáveis analisadas foram a altura da laje alveolar e a taxa de armadura transversal. A partir dos resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e da análise dos resultados, pode-se concluir:

- A altura da laje alveolar influenciou a resistência da ligação. Esse comportamento difere de pesquisas anteriores, porém, Nesse trabalho, a presença da capa estrutural de quatro centímetros de espessura tornou o comportamento da ligação semelhante ao obtido em ligações com laje maciça de concreto.
- A variação da taxa de armadura transversal teve pouca influência na resistência da ligação, principalmente nos modelos com laje alveolar de 210 mm de altura. Entretanto, a presença da armadura transversal teve influência significativa, aumentando a resistência da ligação quando comparado aos modelos sem armadura transversal. Isso se deve ao fato da armadura transversal combater a fissura longitudinal que se forma no concreto de preenchimento da ligação. Esse fenômeno é mais perceptível nas lajes alveolares de 160 mm de altura, nas quais o conector se encontrava mais próximo da interface. Nas lajes de 210 mm de altura, observou-se pequena deformação na armadura transversal.
- A armadura transversal influenciou na ductilidade da ligação, a qual rompeu por compressão, seguida de fendilhamento, do concreto de preenchimento. Apesar dos deslizamentos não terem sido determinados até o final do ensaio, observou-se a tendência de aumento da deformação do conector no momento da ruína da ligação com o aumento da taxa de armadura transversal. Nos modelos com armadura transversal de 12,5 ou 16 mm de diâmetro, o conector atingiu a deformação de escoamento convencional do aço antes da ruína da ligação.

- De forma geral, a equação proposta por Xue *et al.* (2008) foi capaz de representar o deslizamento médio da interface, até o ponto em que foi medido, dos modelos de cisalhamento com lajes de 210 mm de altura. Também representou com boa precisão o deslizamento no modelo com laje maciça até 30% da resistência do conector. Já nos modelos com laje alveolar de 160 mm de altura, a equação proposta por Xue *et al.* (2008) representou com certa precisão os deslizamentos dos modelos com maior taxa de armadura, isto é, com armadura transversal de pelo menos 12,5 mm de diâmetro. Para menores taxas, onde a resistência do conector foi definida pela resistência ao fendilhamento do concreto, os resultados experimentais mostraram mais rígidos.
- Foi proposta uma modificação na equação de Lam (2007) no parâmetro que leva em consideração a armadura transversal para modelos com capa estrutural. Isso porque verificou-se que a armadura aumentava a resistência ao cisalhamento da ligação bem como a ductilidade. Em comparação com o mesmo parâmetro descrito por Lam (2007) este coeficiente era menor que, no caso de vigas mistas com laje alveolar e capa de preenchimento, modelos deste trabalho, este parâmetro deve ser maior que um, e ainda sofreu uma modificação interna em relação ao parâmetro descrito por Lam (2007).
- Das equações de normas e regulamentos disponíveis para o dimensionamento da ligação de cisalhamento formada por conector tipo pino com cabeça associada com laje maciça de concreto, as recomendações do Eurocode 4:2004 e do ACI 318-08 se mostraram adequadas para avaliar a resistência da ligação utilizada nesse estudo. A recomendação da NBR 8800:2008 foi a que mais se aproximou dos resultados experimentais, porém mostrou-se contrária à segurança. A do PCI (PCI, 2010) foi a que melhor se adaptou aos modelos tratados neste trabalho, com razoável coeficiente de variação, demonstrando que esta norma o modelo para lajes maciças que melhor se adaptou aos modelos de viga mista com laje alveolar e concreto de preenchimento.
- Das equações empíricas disponíveis para o dimensionamento da ligação de cisalhamento formada por conector tipo pino com cabeça associada com laje maciça de concreto, a proposta de Xue *et al.* (2011) apresentou a melhor média com relação aos valores obtidos dos ensaios, porém contrário assim como todas as normas, com alta dispersão entre os modelos. Assim como, as propostas de Pallarés e Hajjar (2010) que ficaram também próximas aos resultados dos modelos experimentais e a favor da segurança, porém com grande dispersão.

A partir dos resultados obtidos, nesse trabalho, a equação proposta por Lam (2007) para ligações de cisalhamento com pino e laje alveolar, sem capa de concreto, foi modificada de modo a incluir a influência da altura da laje alveolar com capa de concreto. Essa equação modificada, quando aplicada aos modelos ensaiados Nesse trabalho, apresentou uma diferença de apenas 2% e com coeficiente de variação de 8,99%. De fato, está modificação é uma recorrência dos próprios resultados. Mas, garante a partir da verificação de outras normas, que para modelos de vigas mistas, aço concreto com laje alveolar protendida ligados por conector tipo pino com cabeça e concreto de preenchimento, é possível criar uma equação que leva em consideração os parâmetros que influenciam na resistência da ligação como por exemplo: a armadura transversal, a junta longitudinal, a geometria dos conectores e as propriedades do concreto da capa estrutural. Resultado de se considerar esses fatores é a redução da variação de modelo para modelo.

Como sugestões de trabalhos futuros, tem-se:

- Ensaiar modelos sem capa estrutural e avaliar a resistência para confirmação da influência da capa estrutural.
- Realizar uma modelagem computacional para avaliar as tensões que surgem na ligação.
- Propor uma formulação analítica baseada em modelos de viga semi infinita com base elástica, levando em consideração a presença da armadura longitudinal, para determinação da curva de força versus deslizamento para esse tipo de ligação.
- Analisar se a posição da armadura transversal de fato tem influência no combate ao fendilhamento.
- Variar a largura da junta de modo a verificar se ela de fato tem influência no caso de lajes alveolares com capa de concreto.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 8522**: Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008, 20p.

ABNT _____. **NBR 5739**: Concreto: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007, 10p.

ABNT _____. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011, 3p.

ABNT _____. **NBR 6892**: Materiais metálicos – Ensaios de tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013, 35 p.

ABNT _____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008, 247 p.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. Building Code Requirements for Strutural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary. 1. Publisher: ACI Standard. 2008. Farmington Hills. 473p.

AISC – AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - AISC. Specification for structural steel buildings, ANSI/AISC 360-05. Chicago (IL): Publisher: American Institute of Steel Construction. 2005. Chicago. 460p.

ASTM – AMERICAN SOCEITY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM International. A370-13. Standard Test Methods and Definitions for .Mechanical Testing of Steel Products. United States, 2013. 48 p.

CÂNDIDO-MARTINS, J. P. S.; COSTA-NEVES L. F.; VELLASCO P. C. G. Experimental Evaluations of the Structural Response of Perfobond Shear Connectors. **Engineering structures**. v. 32. n. 8. p. 1976-1985. Agosto de 2010.

CHAVES, I. A.**Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido.** 2009, 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)- Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CEB – COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990 Disign Code. Britain, 2010. 437 p.

EUROCODE – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 4. **Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1**: General rules and rules for buildings. EN 2001. Bruxelles. 2004.

FRIBERG. B. F. Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. *Proceedings of ASCE*, Nov. 1938. pp. 1809-1828.

JOHNSON, R.P.; MOLENSTRA, Ir. N. Partial shear connection in composite beams for buildings. **Proc. Inst. Civ. Engrs.** n. 91, p. 679-704, Dec. 1991.

KOTINDA, T. I. **Modelagem numérica de vigas mistas de aço-concreto simplesmente apoiadas:** ênfase ao estudo da interface laje -viga. 2006. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia de Estruturas EESC-USP, Universidade de São Paulo, 2006.

LAM, D.; ELLIOTT, K. S.; NETHERCOT, D. A. Push-off tests on shear studs with hollow-cored floor slabs. **The structural engineer .** v.76, n. 9, p. 167-174, May 1998.

LAM, D. Capacities of headed sutd shear connectors in composite steel beams with precast hollocore slabs. Journal of Constructional Steel Research. v.63, n. 9, p. 1160-1174, 2007.

MALITE, Maximiliano. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: Ênfase em edifícios.** 1990, 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)- Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

MALITE, Maximiliano. **Vigas Mistas Aço-Concreto:** Ênfase em Edifícios. 2002, 105p. - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

OEHLERS, D. J.; FOLEY, L. The fatigue strength of stud shear connection in composite beams: part 2. **Proc. Inst. Civil Engrs.** n. 79, p. 349-364, June 1985.

OEHLERS, D. J.; PARK, M.. Splitting Induced by Shear Connectors in Composite Beams. **Journal of Structural Engineering,** v. 115, n. 2, p. 341-362, 1989.

OEHLERS, D. J.; PARK, M. Shear Connectors in Composite Beam with Longitudinally Cracked Slabs. 1992. **Journal of Structural Engineering.**V. 118. N. 8. South Australia. 1992.

OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A.. Composite Steel and Concrete Structural Members.1ed, New York, Elsevier Science Ltd. 1995.

OLLGAARD, J.G.; SLUTTER, R.G.; FISHER, J.W.. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete. **AISC Engineering Journal**, v. 8, n.2, p. 55-64, 1971.

PALLARÉS, L; HAJJAR. J. F. Headed steel stud anchors in composite structures, Part I: Shear. Journal of Constructional Steel Research, v. 66, n. 2, p. 198-212, 2010.

PAULO, S. M. **Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em ligações mistas açoconcreto com laje alveolar**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2007.

GUERDAL - PERFIS GUERDAL AÇOMINAS. **Informações Técnicas**. Guerdal Açominas 2013. São Paulo. 2013.

TANAKA, Y; MURAKOSHI. J. Reexamination of dowel behavior of steel bars embedded in concrete. **ACI Structural Journal.**V. 108, N. 6, p. 659-668, 2011.

PCI - PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI). **PCI disign handbook:** . Precast and prestressed concrete. 6 ed. Prescast/ Prestressed Concrete Institute. 2004. Chigado (IL). 2004.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: Dimensionamento Prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010. 357 p.

RILEM DRAFT RECOMMENDATION, TC 50 -FMC. Committee Fracture Mechanics of Concrete, Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend test on notched beams, **Matériaux et Constructions**, v. 18, n. 106, p.285-290, 1985.

SALES, M. W. R.; ARAUJO, D. L. Modelagem Computacional de uma Ligação de Cisalhamento com Conecto[çr Tipo Pino com Cabeça. *In*: XXXIV IBERO- LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING. 2013. Pirinópolis. **Proceedings...** Pirinópolis, GO. 2013. v. 34. p 1-20.

TRISTÃO, G. A. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas açoconcreto com análise da resposta numérica.** 2002, 126p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)- Universidade de São Paul9o, São Carlos, 2002.

VIEST, I. M. Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel Tbeams. **Journal of the American Concrete Institute.** v. 27, n. 8, p.875-891,1956.

XUE, W.; DING, M. WANG, H. LUO, ZIWEN. J. Static Behavior and Theoretical Model of Stud Shear Connectors. 2008. **Journal of Brigde Engineering.**V. 623. 2008.

APÊNDICE A - Modelagem computacional de uma ligação de

cisalhamento com conector tipo pino com cabeça

Marcel Willian Reis Sales

Daniel de Lima Araújo

marcel.engcivil@hotmail.com dlaraujo@ufg.br

Engenheiro Civil, Mestrando em Estruturas do Programa de Pós-Graduação em Estruturas, Geotecnia Estruturas e Construção Civil – PPG-GECON da EEC/UFG.

Professor Doutor do Programa de Pós-Graduação em Estruturas, Geotecnia e Construção Civil – PPG-GECON da EEC/UFG

Escola de Engenharia Civil - UFG. Rua Universitária, nº 1488, Qd 86, Lt Área, Setor Universitário. Goiânia – GO. CEP: 74605-220.

Abstract. Diversos tipos de lajes podem ser usados em estruturas mistas de aço concreto. Entretanto, a laje alveolar é uma boa solução, pois ela reduz a necessidade de escoras permitindo que a estrutura de concreto seja executada com velocidade compatível à estrutura metálica. Este trabalho apresenta uma discussão da ligação de cisalhamento promovida em vigas mistas de aço concreto, por conectores tipo pino com cabeça. A ligação é feita pelo conector e preenchida com concreto, podendo existir ou não armadura transversal. Os resultados da modelagem são comparados com os resultados obtidos em laboratórios, na forma de ensaios experimentai disponíveis na literatura. Observou-se que a ligação possui alta resistência e a análise computacional, desenvolvida com o programa DIANA ®, encontrou dificuldades para representar o mecanismo de falha da ligação na região não linear devido à inexistência de um modelo no software que represente o confinamento do concreto.

Palavras chaves: Conector de cisalhamento, vigas mistas aço-concreto, modelagem computacional aço-concreto, modelagem de vigas mistas, ligações aço-concreto.

INTRODUÇÃO

Como sistema estrutural, as vigas mistas de aço e concreto são usadas desde 1920 na Europa e na América do norte (LAM, 1998) e a partir de 1940 no Brasil (MALITE, 1990). As vigas mistas aço-concreto surgiram como consequência do uso de lajes de concreto armado apoiadas sobre vigas metálicas, onde cada componente resistia e se deformava de forma independente de acordo com a sua rigidez. Para melhorar a eficiência do sistema, foi necessário estabelecer uma ligação entre a viga de aço e a laje de concreto de tal forma que ambas trabalhassem em conjunto para resistir a flexão. Isso foi possível por meio da introdução de elementos mecânicos, denominados conectores de cisalhamento, soldados à mesa superior da viga de aço e imersos no concreto da laje.

A norma brasileira para projeto e execução de estruturas de aço em edifícios, NBR 8800 (ABNT, 2008, apresenta em sua recomendação para o cálculo da resistência dos conectores nas ligações mistas os seguintes tipos de conectores: pino com cabeça, perfil U laminado em lajes maciças, pino com cabeça em lajes com forma de aço incorporada, "steel deck", e perfil U formado à frio (Figura 1).



 (a) Conector tipo pino com cabeça em laje maciça
 (b) Conector tipo perfil U laminado em laje maciça
 (c) Conector tipo pino com cabeça em laje com forma de aço incorporada

Figura 1 - Tipos de conectores em vigas mistas

Os códigos internacionais Eurocode 4 part 1-1(CEN, 2004) e AISC LRFD (1999) apresentam somente os conectores tipo pino com cabeça e perfil U laminado para uso com lajes maciças e pino com cabeça para lajes "steel deck".

Apesar de serem usadas desde 1940, as ligações das vigas mistas com lajes alveolares não fazem parte do escopo das recomendações da norma brasileira e dos códigos internacionais, provavelmente por falta de pesquisas científicas que definam com segurança a resistência e o comportamento da ligação existente entre o perfil de aço e a laje alveolar.

3.1 Viga mista com laje alveolar

São muitas as vantagens do uso de lajes alveolares nas vigas mistas, entre elas: a capacidade para resistir a grandes sobrecargas; a possibilidade em vencer vãos de até 20 m; redução do peso próprio da laje devido à presença dos alvéolos; não necessita de escoramento; incremento na velocidade da execução da estrutura, contribuindo para um retorno econômico mais rápido do empreendimento e compatibilizando com o processo construtivo das estruturas em aço.

Mesmo com as vantagens do uso das lajes alveolares em vigas mistas, as pesquisas de vigas mistas com lajes alveolares são escassas. A primeira pesquisa científica, conhecida, sobre esse assunto foi realizada na Universidade de Nottingham, Inglaterra, por LAM (1988). Foram realizados doze ensaios de cisalhamento direto ("push off")

com perfil I de aço laminado, sendo dez com lajes alveolares e dois com lajes maciças. O esquema do ensaio está mostrado na Figura 2. As variáveis desses ensaios foram:

- Largura da laje alveolar: duas lajes de 600 mm em cada lado do perfil ou uma laje de 1200 mm com o objetivo de verificar a influência da junta transversal na resistência da ligação mista;
- Largura da junta longitudinal, "gap", com valores de 40 mm, 65 mm e 120 mm;
- Diâmetro da armadura transversal, com bitolas de 8 mm, 16 mm e 25 mm.



Figura 2 - Modelo para ensaio de "push off" (LAM, 1998; LAM et al., 1998).

As lajes alveolares usadas nos ensaios de vigas mistas realizados por Lam (1998) apresentavam uma geometria da seção transversal diferente das lajes fabricadas no Brasil. Elas possuíam um chanfrado de 235 mm na extremidade (Figura 3), aumentando assim o volume do concreto de preenchimento lançado na junta longitudinal.

Além dos ensaios experimentais, esse autor realizou estudos numéricos em dois modelos para simular o comportamento estrutural das vigas mistas com lajes alveolares: um modelo de cisalhamento direto apenas com a laje, modelada como uma placa horizontal sem a viga de aço para investigar a tensão última de compressão na laje, e outro modelo representando a viga mista completa para estudar o comportamento à flexão (LAM *et al.*, 2000c).



Figura 3 – Seção transversal do modelo de viga mista estudada por Lam (1998).

As principais conclusões obtidas pelo autor acerca do comportamento de vigas mistas com laje alveolar foram (LAM, 1998; LAM et al., 2000a; LAM et al., 2000b):

- A resistência da viga mista foi entre 50% a 100% maior que a resistência da viga de aço e a rigidez à flexão foi mais de 300% maior que a rigidez da viga de aço;
- Os ensaios com modelos de viga mista, em escala real, provaram que existe um comportamento conjunto entre a viga de aço e a laje alveolar, desde que realizada uma junta longitudinal preenchida com concreto moldado no local com resistência mínima de 25 MPa;
- A armadura transversal à junta longitudinal é essencial para o bom funcionamento da ligação mista, mas deve-se ter uma taxa de armadura suficiente para combater o fendilhamento da laje, em torno de 0,11%, e caso a taxa de armadura seja muito alta pode provocar uma ruptura frágil da ligação.

Paulo (2007) realizou testes em modelos de cisalhamento na Universidade Federal de Goiás, tendo como objetivo avaliar experimentalmente a resistência e o comportamento de ligações de cisalhamento com conectores tipo pino com cabeça para vigas mistas de aço com laje alveolar. O esquema de ensaio adotado foi o ensaio padrão do Eurocode 4 (CEN, 2004), conhecido como ensaio de "push off" ou de cisalhamento direto. As principais características dos modelos ensaiados são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Modelos	para ensaio o	de cisalhamento	direto ensaiados

Modelo	Armadura transversal
M150-0	-
M150-10	3Ø 10
M150-16	3Ø 16

H_l= 150 mm (altura da laje)

 H_{cs} = 112 mm (altura do conector de cisalhamento)

 d_{cs} = 19 mm (diâmetro do conector de cisalhamento)

F_{cm} do concreto de preenchimento de 50 MPa

 F_{ctm} do concreto de preenchimento igual a 3,06 MPa

E do concreto de preenchimento 20 GPa

Os materiais usados nos modelos ensaiados tinham as seguintes características:

- a) O perfil de aço utilizado foi um perfil com seção transversal I laminado 360x51 em aço ASTM A-572 grau 50 com tensão de escoamento igual a 345 MPa.
- b) Os conectores de cisalhamento tinham limite de escoamento igual a 460 MPa e limite de resistência de 559 MPa.
- c) A laje alveolar tinha espessura de 150 mm, largura de 1200mm e comprimento de 500 mm, em concreto protendido com $f_{ck} = 50$ MPa.
- d) O aço da armadura transversal possuía tensão de escoamento superior a 500 MPa.

Os modelos ensaiados tinham a geometria mostrada na Figura 4. Os modelos foram concretados em duas etapas: na primeira foi feita a concretagem de um dos lados e após três dias o modelo foi virado, sendo realizada a concretagem do outro lado.

Junta longitudinal ("gap") = 50 mm



Figura 4 - Geometria dos modelos ensaiados por PAULO (2007) - dimensões em mm.

O autor concluiu que a armadura transversal não influência na resistência da ligação. Porém, em termos de ductilidade foi observada uma significativa influência da armadura, pois quando foi colocada armadura de 10 mm no modelo houve um aumento de 44% no deslizamento relativo entre a laje e o perfil se comparado ao modelo sem armadura transversal. E quando foi colocada a armadura de 16 mm, observou–se que o deslizamento aumentou em 238%. Os valores experimentais de resistência foram próximos aos valores calculados pela equação 2, exposta no item a seguir, uma vez que a ruína do modelo se deu pelo corte dos conectores.

3.2 Resistência de conectores tipo pino com cabeça

Baseado nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto ("push off "), Lam (1998) propôs uma modificação na equação do Eurocode 4 recomendada para estimar a resistência dos conectores da ligação mista com laje maciça. Novos parâmetros foram incluídos para considerar a influência da laje alveolar na ligação. Os novos parâmetros acrescentados foram: , e para considerar os efeitos da junta longitudinal, da armadura transversal e da junta transversal (Equação 1 e Equação 2). Foi modificada apenas a equação para avaliação da resistência do conector devida à ruptura no concreto, Equação 1, porque na equação para resistência de corte do conector, Equação 2, não existem evidências da influência da laje alveolar.

Ruptura no concreto:

$$P_{RD} = \frac{0.29 \text{rs} d^2 \sqrt{\tilde{S} f_{ckm} E_{cm}}}{x_v} \,. \tag{1}$$

Corte do conector:

$$P_{RD} = \frac{0.8 f_u A_c}{X_v} \,. \tag{2}$$

Sendo:

$$\Gamma = 0,2((h/d)+1) \le 1,0$$

 $S = 0.5((g/70) + 1) \le 1.0$ - coeficiente que leva em consideração a largura da junta longitudinal;

 $= 0.5((W/20) + 1) \le 1$ - coeficiente que leva em consideração a armadura transversal (f_y 460 MPa), sendo a armadura transversal com diâmetro superior a 8 mm;

94

Š = 0,5((w/600) + 1) ≤ 1,5 - coeficiente que leva em consideração a altura da laje da laje alveolar;

W = diâmetro da armadura transversal;

w = altura da laje alveolar;

 f_{ckm} = média das resistências características à compressão do concreto de preenchimento e do concreto da laje alveolar, obtida em ensaios de corpos-de-prova cilíndricos (MPa);

 E_{cm} = média dos módulos de elasticidade do concreto de preenchimento e do concreto da laje alveolar (MPa);

 f_u = tensão última do material do conector de cisalhamento (450 MPa);

 $x_v =$ Coeficiente de segurança igual a 1,25, o mesmo recomendado pelo Eurocode 4.

Em sua publicação, Lam apresenta uma comparação dos valores estimados pela Equação 1 semi-empírica com os valores dos resultados experimentais de seus ensaios (LAM, 1998). Os valores estimados ficaram 6 % abaixo dos valores experimentais, o que sugere que esta equação estima com boa aproximação a resistência da ligação de cisalhamento com laje alveolar.

2 MODELAGEM COMPUTACIONAL DA LIGAÇÃO

Nesta seção é apresentada e discutida a modelagem computacional, por meio do programa de elementos finitos DIANA 9.4.4 (TNO, 2011), do ensaio realizado por Paulo (2007) e Araujo *et. al.* (2008) em modelos de cisalhamento direto com conector tipo pino com cabeça e laje alveolar de concreto.

3.1 Materiais

As propriedades dos materiais utilizados na modelagem foram as informadas pelos autores e estão indicadas no item 1.1. O módulo de elasticidade do perfil de aço foi inicialmente admitido igual a 205000 MPa, Foi adotado para a armadura transversal o diâmetro de 10 mm (modelo M-150-10, Tabela 1)

O elemento finito utilizado na modelagem é o tetraédrico TE12L, isoparamétrico, com 3 lados e 4 nós, e interpolação linear, conforme Figura 5.



Figura 5 – Elemento finito sólido TE12L (TNO, 2011)



Figura 6 – (a) Modelo com amolecimento linear na tração e (b) modelo parabólico na compressão para representar o concreto (TNO, 2011)

Para representar o comportamento mecânico do concreto foram utilizados modelos constitutivos com amolecimento linear para representar o concreto na tração (Figura 6a) e modelos elastoplástico perfeito e parabólico para representar o concreto na compressão (Figuras 7b e 6b). As propriedades do concreto para aplicação desses modelos, isto é, a energia no modo I de fratura (G_f) e a energia de fratura na compressão (G_c) foram determinadas a partir do Código Modelo 2010 da FIB (2012) bem como os dados de entrada nas equações, excluindo o f_c que foi um dado retirado dos trabalhos experimentais ou escolhidos segundo o interesse, apresentados na Equação 3 e Equação 4, respectivamente. A Equação 4 representa uma curva tensão deformação teórica do concreto, de modo que a energia de fratura na compressão (G_c) é encontrada integrando a tensão pelos valores limites de deformação.Esses modelos foram utilizados para representar o concreto de preenchimento. Na laje alveolar adotou-se material com comportamento elástico linear, admitindo-se um módulo de elasticidade de 50 MPa.

$$G_f = 73 \cdot f_{ck}^{0.18}.$$
 (3)

$$\dagger = \frac{f_{ck} \cdot (k \cdot y - y^2)}{1 + (k - 2) \cdot y}.$$
(4)

Para representar o conector foram utilizados os seguintes modelos constitutivos: elástico linear (com módulo de elasticidade admitido igual a 205 GPA), elastoplástico perfeito e elastoplástico com encruamento (Figura 7). Tanto o perfil quanto a armadura transversal foram admitidas com comportamento elástico linear e módulo de elasticidade igual a 205 GPa.



Figura 7 – (a) Modelo elástico linear, (b) modelo elastoplástico perfeito e (c) modelo elastoplástico com encruamento para representar o conector (TNO, 2011)

3.2 Geometria, malha e condições de contorno

Em virtude da simetria do modelo de cisalhamento direto (Figura 4), foi modelada apenas a metade do modelo utilizado no ensaio. A posição dos conectores é mostrada na

figura 4. Na Figura 8 é mostrada a as dimensões utilizadas no modelo computacional do perfil, laje, junta longitudinal, "gap" e altura da laje. Também, tanto o perfil quanto a laje possuem 1200 mm de comprimento. Na Figura 9 é mostrada uma vista da malha de elementos finitos. Em função do diâmetro do conector (19 mm) os elementos finitos utilizados na malha apresentavam um tamanho padrão de 9,5 mm. Isso resultou em uma malha bastante refinada e com alto custo de processamento computacional (639304 nós e 3229579 elementos), sendo necessários 20 minutos, em média,para processamento de cada passo de carregamento em uma Workstation *Precision* T7600 com 2 processadores Intel[®] Xeon[®] de 2,00 GHz 2,00 GHz e 32 MB de memória RAM.



Figura 8 – a) Detalhe do conector tipo pino com cabeça; b) detalhe do perfil ; c) geometria modelada



Figura 9 – Representação da metade do modelo a partir do plano de simetria.

O conector foi ligado ao perfil pelos pontos de cada elemento comuns a ambos, conforme Figura 10, para simular o fato de no ensaio o conector estar soldado ao perfil.



Figura 10 – Representação do perfil e do conector

A laje alveolar foi modelada com alvéolos circulares de 90 mm de diâmetro. Algumas alterações forem feitas com relação ao modelo ensaiado (Tabela 1), isto é, a laje alveolar foi admitida com altura de 160 mm e o conector com altura de 121 mm. Tais alterações são pequenas, de modo que o modelo computacional ainda pode ser validado por meio dos resultados experimentais relatados em Araujo *et. al.* (2008). A distância entre as lajes alveolares, que define a largura da ligação onde é lançado o concreto de preenchimento ("gap"), foi admitida igual à do ensaio, isto é, 50 mm. Na Figura 11 é mostrada a malha das lajes alveolares.



Figura 11 – Representação das lajes alveolares

O concreto de preenchimento foi modelado conforme o ensaio. Apenas os alvéolos situados na região do conector foram preenchidos, assim como a região entre as lajes alveolares ("gap") e a capa estrutural com 50 mm de altura (Figura 12).



Figura 12 – Representação do (a) concreto de preenchimento e da (b) laje alveolar protendida mais concreto de preenchimento.

Um detalhe importante a considerar é que no ensaio foi eliminada a aderência entre o concreto de preenchimento e o perfil metálico por meio de uma camada de graxa que foi aplicada na mesa do perfil. Assim, os esforços na ligação foram transmitidos apenas pelos conectores tipo pino com cabeça. Para representar a interface entre o concreto de preenchimento e o perfil metálico no modelo computacional, foi deixada uma distância de 1 mm entre ambos, na qual foram incluídos elementos de interface do tipo BT9S3 (TNO, 2011). A geometria desse elemento é mostrada nas Figuras 13a e 13b. Dessa forma, foi permitido o livre deslizamento entre o concreto e o perfil metálico, sendo impedida a penetração de um material no outro. Na Figura 13c é mostrada a malha da interface, na qual se percebem os furos para a passagem do conector.



Figura 13 – (a, b) topologia do elemento finito BT9S3 (TNO, 2011) e (c) vista superior da malha da interface.

A armadura transversal foi modelada como elemento de *reinforcement in solid*. Possui módulo de elasticidade de 205 GPa e foi dividida em 30 partes, cada armadura, com diâmetro de 10 mm. Em todos os modelos seu modelo constitutivo era o elástico linear. A Figura 14 mostra o modelo topológico do elemento de *reinforcement*.



Figura 14 – a) Topologia do reinforcement, b) imagem da armadura modelada.

As condições de contorno empregadas no modelo são mostradas na Figura 15, da qual se nota a base da laje alveolar engastada e as condições de simetria ao longo da altura do perfil metálico. O carregamento foi aplicado no topo do perfil metálico por meio de pressão uniformemente distribuída em área.



Figura 15 - Condições de contorno e força aplicada no modelo computacional.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na tabela 2 são mostrados os doze modelos analisados neste trabalho. Na segunda coluna dessa tabela é indicado o modelo constitutivo escolhido para representar o conector tipo pino com cabeça e na terceira coluna é indicado o modelo constitutivo escolhido para representar o concreto de preenchimento. Os demais elementos foram modelados com comportamento elástico linear e propriedades informadas no item 2. Na

quarta coluna da Tabela 2 é indicada a consideração na modelagem da influência do cordão de solda que se forma na base do conector (Figura 16). Para essa representação, o módulo de elasticidade dos elementos finitos na base do conector, com altura de 1 mm, foi aumentado em cerca de trinta vezes para simular o aumento da rigidez do conector nesta região devido à solda.





Figura 16 – (a) Processo de soldagem do conector por eletrofusão e (b) detalhe do cordão de solda após o corte do conector ao final do ensaio (PAULO, 2007).

Na Tabela 3 são apresentados os resultados dos modelos computacionais analisados. Nessa tabela, a força última do modelo computacional foi obtida do último passo em que houve convergência do processo não linear, admitindo critérios de convergência em força e deslocamento com tolerância de 0,0001. Já nas Figuras 17, 18 e 19 são mostradas as comparações das curvas força por conector versus deslizamento na interface obtidas dos modelos computacionais com a curva experimental dos modelos M150-0 e M150-10. O deslizamento nos modelos computacionais foi obtido a partir do deslocamento do perfil na região do conector intermediário, isto é, na mesma posição em que foi fixado o transdutor no ensaio realizado por Paulo (2007).

Na Figura 20 é mostrada a deformada típica dos conectores do modelo computacional no momento da força última. Observa-se que essa deformada é semelhante à observada ao final do ensaio, indicando que o modelo computacional foi eficiente na representação da deformada do conector. Assim, confirma-se que a concentração de tensões ocorre na base do conector, junto ao perfil, e que a altura do conector era suficiente para ancorá-lo, já que as tensões de tração na cabeça do conector são pequenas (Figura 21). Na Figura 21 é observa-se a região onde o conector sofre corte, que é semelhante a região de corte determinada no ensaio experimental.

De forma geral, os modelos computacionais subestimaram a resistência da ligação. Isso se deve ao modo de ruína do conector observado no ensaio, que se deu por corte. Esse modo de ruína é de difícil representação no modelo computacional.

Os modelos computacionais que apresentaram força última mais próxima do resultado experimental dos modelos M150-0 e M150-10 foram aqueles em que se considerou um modelo elastoplástico perfeito na compressão para o concreto de preenchimento (modelos 1, 5 e 6). Os modelos computacionais com modelo constitutivo parabólico para o concreto apresentaram força última sensivelmente inferior. Isso indica um confinamento do concreto de preenchimento na base do conector, que não foi representada no modelo computacional.

Os modelos 1, 5 e 6 apresentaram deslizamento último muito superior ao observado nos ensaios, mostrando que a consideração de um comportamento elastoplástico perfeito para o concreto de preenchimento permitiu o aumento da resistência da ligação, porém sob pena de um elevado deslizamento último da ligação que não ocorre no modelo físico. Para esses modelos, o aumento do módulo de elasticidade do concreto de preenchimento não afetou a força última do modelo computacional, reduzindo um pouco o deslizamento último. Já a consideração da solda na base do conector permitiu um aumento significativo da força última, que foi maior que a força última experimental. Entretanto, isso se deu com um aumento do deslizamento último da ligação que não se verifica no modelo físico.

Os modelos computacionais conseguem representar bem o comportamento da ligação até uma força de, aproximadamente, 70 kN (modelos 7 e 8). Neste caso, o deslizamento da ligação, em torno de 0,7 mm, é compatível com o valor observado no ensaio. Esta força representa, aproximadamente, o início do escoamento do conector e é 37% maior quando comparada à resistência estimada pela Eq. (1). Isso mostra que se a resistência da ligação de cisalhamento for definida pelo escoamento do conector, o modelo computacional se mostra adequado para representar tanto a força última quanto o deslizamento da ligação.

Os modelos computacionais com modelo parabólico para o concreto de preenchimento apresentam força última inferior à observada no ensaio, independentemente do modelo constitutivo adotado para o conector. Isso mostra que a ruína do modelo físico é definida pelo comportamento do concreto comprimido.

Os modelos 7 e 8, com aumento do módulo de elasticidade do concreto e consideração simplificada da solda, apresentaram pequeno acréscimo de força última e de deslizamento com relação ao modelo 2. Isso mostra uma pequena influência desses parâmetros na resistência da ligação.

Modelo	Conector	Concreto de preenc	Presença da solda	
1	Elastoplástico ⁽¹⁾	Elastoplástico perfeito na compressão e amolecimento linear na tração		Não
2	Elastoplástico com encruamento ⁽²⁾	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração	$ \begin{array}{l} f_c = 46,45 \mbox{ MPa} \\ E_c = 20 \mbox{ GPa} \\ G_c = 11890 \mbox{ N/m}^{(4)} \\ f_t = 3,06 \mbox{ MPa} \\ G_f = 146 \mbox{ N/m}^{(3)} \\ E_s = 205 \mbox{ GPa} \end{array} $	Não
3	Elastoplástico com encruamento ⁽²⁾	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 46,45 \ MPa \\ E_c = 20 \ GPa \\ G_c = 118900 \ N/m \\ f_t = 3,06 \ MPa \\ G_f = 82000 \ N/m \\ E_s = 205 \ GPa \end{array}$	Não

Tabela	2 –	Modelos	computacionais	analisados
--------	-----	---------	----------------	------------

Tabela 2 –	Modelos com	putacionais a	analisados (Continuação)

Modelo	Conector	Concreto de preenchimento		Presença da solda
4	Elastoplástico com encruamento (2)	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração		Não

			$G_{f} = 146 \text{ N/m}^{(3)}$ $E_{s} = 205 \text{ GPa}$	
5	Elastoplástico ⁽¹⁾	Elastoplástico perfeito na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 46,45 \ MPa \\ E_s = 32,440 \ GPa \ ^{(6)} \\ f_t = 3,06 \ MPa \\ G_f = 146 \ N/m \ ^{(3)} \\ E_s = 205 \ GPa \end{array}$	Não
6	Elastoplástico ⁽¹⁾	Elastoplástico perfeito na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_{c}=46,\!45\ MPa\\ E_{c}=32,\!440\ GPa\ ^{(6)}\\ f_{t}=3,\!06\ MPa\\ G_{f}=146\ N/m\ ^{(3)}\\ E_{s}=615\ GPa \end{array}$	Sim ⁽⁸⁾
7	Elastoplástico ⁽¹⁾	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 46,\!45 \ MPa \\ E_c = 38,\!160 \ GPa \ ^{(7)} \\ G_c = 11890 \ N/m \\ f_t = 3,\!06 \ MPa \\ G_f = 146 \ N/m \ ^{(3)} \\ E_s = 615 \ GPa \end{array}$	Sim ⁽⁸⁾
8	Elastoplástico com encruamento ⁽²⁾	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 46,45 \ MPa \\ E_c = 38,160 \ GPa \ ^{(7)} \\ G_c = 11890 \ N/m \\ f_t = 3,06 \ MPa \\ G_f = 146 \ N/m \ ^{(3)} \\ E_s = 615 \ GPa \end{array}$	Sim ⁽⁸⁾
9	Elastoplástico com encruamento ⁽²⁾	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 46,45 \ MPa \\ E_c = 20 \ GPa \ ^{(6)} \\ f_t = 3,06 \ MPa \\ G_f = 146 \ N/m \ ^{(3)} \\ E_s = 615 \ GPa \end{array}$	Sim ⁽⁸⁾
10	Elastoplástico ⁽¹⁾	Elastoplástico perfeito na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 46,\!45 \ MPa \\ E_c = 20 \ GPa \ ^{(6)} \\ f_t = 3,\!06 \ MPa \\ G_f = 146 \ N/m \ ^{(3)} \\ E_s = 615 \ GPa \end{array}$	Sim ⁽⁸⁾
11	Elastoplástico com encruamento ⁽²⁾	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 46,\!45 \ MPa \\ E_c = 20 \ GPa \\ G_c = 118900 \ N/m \\ f_t = 3,\!06 \ MPa \\ G_f = 82000 \ N/m \\ E_s = 615 \ GPa \end{array}$	Sim ⁽⁸⁾
12	Elastoplástico ⁽¹⁾	Parabólico na compressão e amolecimento linear na tração	$\begin{array}{l} f_c = 92,9 \ MPa \\ E_c = 45,88 \ GPa \ ^{(7)} \\ G_c = 1689 \ N/m \\ f_t = 3,06 \ MPa \\ G_f = 145,6 \ N/m \ ^{(3)} \\ E_s = 615 \ GPa \end{array}$	Sim ⁽⁸⁾

1 Elastoplástico perfeiro, $\sigma_u = 559$ MPa.

2 σ_y = 460 MPa, σ_u = 559 MPa e E_s = 559 MPa.

3 calculado segundo a Eq. 3.

4 calculado multiplicando a área sob a curva da Eq. 4 pela base de medida do transdutor, estimado em 100 mm.

5 calculado multiplicando a área sob a curva da Eq. 4 pela base de medida do transdutor, estimado em 300 mm.

6 estimado pela NBR 6118:2007 (ABNT, 2007).

7 Módulo de elasticidade tangente do concreto estimado pela NBR 6118:2007 (ABNT, 2007).

 $8 E_s = 6150 \text{ GPa.}$

Modelo Força última (kN) Deslizamento último	Tensão de Von Mises Máxima no	Relação entre força da modelagem e	Relação entre deslizamento da
---	-------------------------------------	--	-------------------------------------

			conector (kN/mm ²)	experimental	modelagem e experimental
M150-0	134,26	2,4	-	-	-
M150-10	129,80	3,2	-	-	-
1	108,37	13,99	559 MPa	0,83*	4,37*
2	62,40	0,496	466 MPa	0,48*	0,16*
3	88,67	4,33	549 MPa	0,68*	1,35*
4	75,53	1,33	496 MPa	0,58*	0,42*
5	108,37	10,22	559 MPa	0,83*	3,19*
6	144,5	31,43	559 MPa	1,11*	9,82*
7	72,25	0,69	496 MPa	0,56*	0,22*
8	68,96	0,742	465 MPa	0,53*	0,23*
9	66,4	0,447	460 MPa	0,51*	0,14*
10	114,94	11,53	549 MPa	0,89*	3,60*
11	95,24	4,61	501 MPa	0,73*	1,44*
12	93,33	0,39	559 MPa	0,72*	0,12*

* Valor de referência M150-10 devido à armadura (ARAUJO et. al., 2008)



Figura 17 – Curvas força no conector versus deslizamento na interface obtidas do ensaio e da modelagem computacional para os modelos constitutivos elastóplásticos


Figura 18 – Curvas força no conector versus deslizamento na interface obtidas do ensaio e da modelagem computacional para os modelos constitutivos parabólicos com resultados até 80 kN



Figura 19 – Curvas força no conector versus deslizamento na interface obtidas do ensaio e da modelagem computacional para os modelos constitutivos parabólicos com resultados acima de 80 kN.



Figura 20 – Deformada típica do conector (a) no modelo computacional e (b) ao final do ensaio (PAULO, 2007).



Figura 21 - Tensões de Von Misses na ruína do conector do modelo 12 (kN/mm²).

Nos ensaios realizados por PAULO (2007) não foi determinada a curva tensão de compressão versus deformação do concreto de preenchimento. Por essa razão, neste trabalho foi adotada a curva recomendada pelo Código Modelo 2010 da FIB (2012), a partir da qual foi determinado o valor de G_c . Nos modelos 3 e 4, o valor de G_c foi aumentado em três e trinta vezes, aproximadamente. Os resultados mostram que houve um pequeno aumento da força última, entretanto acompanhado de um grande aumento do deslizamento, que se distancia do resultado experimental. Por essa razão, pode-se concluir que o valor de G_c calculado pelo Código Modelo 2010 da FIB (2012) parece estar adequado.

No modelo 12 foi adotado para o concreto de preenchimento uma resistência à compressão (f_c) de 92,9 MPa, e foram recalculados os valores de G_c e G_f segundo Código Modelo 2010 da FIB (2012). Esta modelagem foi uma tentativa de atribuir ao concreto uma resistência maior, proporcionada pelo confinamento do concreto na região do conector. Na Figura 21 é possível notar que o conector atingiu o limite de ruptura em

uma pequena região próxima a base, aproximadamente na mesma posição que ocorreu a ruptura por corte no modelo experimental.

A deformação na base do conector na modelagem é semelhante à curva de deformação obtida do ensaio experimental (ARAUJO *et. al.* 2008), como mostrado na Figura 22. Isso indica que o modelo computacional representa bem a distribuição de deformações na base do conecto tipo pino com cabeça mesmo após o início do escoamento.



Figura 22 – a) Araujo Força versus deformação a 2 cm da base do conector (M-150-0), b) deformação a 2 cm da base do conector na modelagem (modelo 12)

4 CONCLUSÕES

Os modelos computacionais conseguem representar de forma coerente o comportamento da ligação até uma força de, aproximadamente, 70 kN, o que corresponde ao início do escoamento do conector. Neste caso, o deslizamento da ligação também é compatível com o valor observado no ensaio. Esta força também é próxima dos valores estimados por equações empíricas, disponíveis em literatura. Assim, o modelo computacional se mostra adequado para representar tanto a resistência quando a ruína da ligação quando a mesma se dá pelo escoamento do conector.

Os modelos constitutivos do concreto, parabólico e elastoplástico, não representam bem o confinamento do concreto de preenchimento na região do conector. Porém, até o início do escoamento os dois modelos representam de forma adequada a resistência da ligação.

A deformada dos conectores obtida dos modelos computacionais, em comparação ao ensaio experimental são semelhantes, indicando que no caso de concreto de preenchimento com resistência em torno de 40 MPa a concentração de tensões ocorre na base do conector, junto à solda.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à CAPES pela concessão de bolsa de estudo e ao CNPq, por meio da Chamada Pública MCTI/CNPq/MEC/Capes - Ação Transversal nº06/2011 – Casadinho/Procad pelo auxílio financeiro. Aos meus pais e família. Aos professores do PPG-GECON UFG.

REFERÊNCIAS

American Institute of Steel Construction (AISC). 1999. Load and Resistance Factor Design (LRFD). AISC.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). 2008. NBR 8800 Projeto e execução de estruturas aço para edifícios. Rio de Janeiro. ABNT.

Comité Européen de Normalisation (Cen). 2004. Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures part 1-1: General rules and rules for buildings*. EUROCODE.

Lam, D. 1998. *Composite steel beams using precast concrete hollow core floor slabs*. PhD thesis, University of Nottingham/England.

Lam, D. Elliott, K. S. & Nethercot, D. A. 1998. Push-off tests on shear studs with hollow-cored floor slabs. *The Structural Engineer*, vol. 76, n. 9, pp.167–174.

Lam, D. Elliott, K. S. & Nethercot, D. A. May 2000a. Experiments on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. *In Inst. Civ. Engrs Structs & Bldgs*, n. 140, pp.127-138.

Lam, D. Elliott, K. S. & Nethercot, D. A. May 2000b. Designing composite steel beams with precast concrete hollow-core slabs. *Inst. Civ. Engrs Structs & Bldgs*, n. 140, pp.139-149.

Lam, D. Elliott, K. S. & Nethercot, D. A. 2000c. Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. *Journal of Constructional Steel Research*, n. 54, pp.283-304.

Malite, M. 1990. Sobre o Cálculo de Vigas Mistas Aço-Concreto: Ênfase em Edifícios. *Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)*. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo São Carlos.

Paulo, S. M. 2007. Conectores *de cisalhamento tipo pino com cabeça em ligações mistas aço-concreto com laje alveolar: Análise experimental*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás.

TNO DIANA BV. 2011. Diana User's Manual – Release 9.4.4. TNO DIANA BV.

Tabela 4. 9 Abatimento troco cone das concretagens dos modelos		
Modelo	Laje	Slump mm
M-160-0	А	225
	В	220
M-160-8	А	170
	В	170
M-160-10	А	220
	В	215
M-160-12,5	А	195
	В	225
M-160-16	А	240
	В	220
M-210-0	А	225
	В	220
M-210-8SC	А	90
	В	140
M-210-8	А	210
	В	210
M-210-10	А	220
	В	215
M-210-12,5	А	190
	В	120
M-210-16	А	240
	В	220
M-150-M	А	75
	В	50

APÊNDICE B – Slump das concretagens dos modelos