

**DESENVOLVIMENTO DE UM CONECTOR DE  
CISALHAMENTO EM CHAPA DENTADA PARA  
ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO  
E ESTUDO DO SEU COMPORTAMENTO**

**Gustavo de Souza Veríssimo**

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

**“DESENVOLVIMENTO DE UM CONECTOR DE  
CISALHAMENTO EM CHAPA DENTADA PARA  
ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO  
E ESTUDO DO SEU COMPORTAMENTO”**

Gustavo de Souza Veríssimo

Tese apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Doutor em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

---

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
UFMG (Orientador)

---

Prof. Dr. José Luiz Rangel Paes  
UFV (Co-orientador)

---

Prof. Dr. Paulo Jorge de Sousa Cruz  
Universidade do Minho (Portugal)

---

Prof. Dr. Pedro C. G. da Silva Vellasco  
UERJ

---

Prof. Dr. Gilson Queiroz  
UFMG

---

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
UFMG

Belo Horizonte, 24 de Agosto de 2007



## DEDICATÓRIA

*À minha esposa, Lilian,  
companheira inseparável,  
e à minha filha Luíza,  
menina dos meus olhos.*

## **AGRADECIMENTOS**

Ao longo do tempo em que se desenvolve um trabalho de doutorado, muitas pessoas interajem no processo, deixando sua preciosa contribuição que não deve ser esquecida. Assim, deixo aqui registrada minha gratidão.

Aos meus pais, pelo exemplo de integridade, coragem e perseverança.

Ao Prof. Ricardo Hallal Fakury, pela amizade, pelo apoio constante e pela valiosa orientação durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. José Luiz Rangel Paes, grande amigo, parceiro e mentor, um dos maiores engenheiros com quem tive o privilégio de conviver.

Ao Prof. Paulo Jorge de Sousa Cruz, pelo interesse em me receber para realização de um programa experimental na Universidade do Minho, em Portugal, e por prover condições excelentes para o cumprimento dos objetivos propostos.

À Profa. Isabel Valente, pela valiosa colaboração, por compartilhar sua experiência, por toda empatia, solidariedade e amizade demonstradas antes, durante e depois do trabalho experimental realizado na Universidade do Minho.

Aos professores Gilson Queiroz, Francisco Rodrigues e Edgar Mantilla, da UFMG, e Lauro Gontijo Couto, da UFV, pelas sugestões e contribuições.

Ao José Carlos Lopes Ribeiro, uma mente brilhante e precioso amigo.

Aos colegas do Setor de Estruturas do DEC/UFV, Kléos Junior, Márcio Sarmet, Reginaldo Carneiro e Rita de Cássia, pelo apoio e incentivo.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, Antonio Matos, José Gonçalves e Marco Jorge, que não pouparam esforços para viabilizar o trabalho experimental em Portugal.

Aos técnicos do Laboratório Experimental de Estruturas da UFMG, Erik, Frederico, Geraldo e Mateus, pelo apoio na segunda etapa do programa experimental.

Aos professores Mel Hosain, da Universidade de Saskatchewan, e Emeka Oguejiofor, da Universidade St. Francis Xavier, no Canadá, pela solicitude e importantes informações que forneceram.

Ao Prof. Studnicka e ao engenheiro Jan Samec, da Universidade Técnica de Praga, pelo intercâmbio de informações e experiências.

Ao pessoal da Pró-Reitoria de Pesquisa e Pós-Graduação da UFV, em especial à Margarida Maria de Rezende Lopes, pela assessoria e apoio logístico.

Ao pessoal do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, Maria Inês, Fátima, Lucíola, Patrícia e Renata.

Ao João Marcos Sousa, precioso amigo e conselheiro, pelo tempo, energia e recursos que investiu no meu crescimento pessoal, durante o período do doutoramento.

Aos meus amigos, Antonio Carlos e Magali Seniuk, Lola Flores, Paulo e Alexandra Marotta, Luiz e Natascha Riscado, Kléos e Lúcia Lenz Cesar, Priscila Gonçalves, Anderson e Raquel Paranhos, Fernando e Débora Esquárcio, Telmo e Denilde Gois, Emanuel Franco Jr, Elcimar Barbosa, Trazilbo e Marô, Mauro e Tereza Rocha, Marcelo Nacif, Affonso Zuin, Elben Cesar, Klenia Fassoni, Jony e Lênia Almeida, Isaac e Simone Souza, Márcio e Betty Lacerda, Christian e Juliana Gillis, Ivenio e Déa dos Santos, Eugênio e Caroline Petraconi, Carlos Alexandre e Aline, José Márcio Oliveira e Alline Luisa, que estiveram presentes nos bons e maus momentos.

Aos meus irmãos, Glaucia, Lilian e Márcio, e à minha tia, Maria Veríssimo, que deram um suporte precioso em muitas situações emergenciais.

Aos amigos que foram minha família em Portugal, Paulo e Ana Paula D'Oliveira, Marcos D'Oliveira, Bill e Sharon Wooten, Agostinho Costa, Isabel Abreu, Albino e Helena Batista, Alice e Iva, João Araújo, Duane e Jane Olson, Gihad e Andréia

Mohamad, Fernando e Liseane Fontes, Ana Maria Pereira, Kesio Palacio, Rolando Estrada e Lucasz Topczewski.

Ao Engenheiro Welder Miranda, pelas reflexões e sugestões.

Ao Prof. José Marinaldo Gleriani e à Cristiane Neri, pelas contribuições sobre Redes Neurais.

Ao Prof. Hélio Garcia, do Departamento de Engenharia Florestal da UFV, pela cessão da licença do software Statistica.

À equipe do SAEG na UFV, pela cessão da licença do software SAEG (Sistema de Análises Estatísticas e Genéticas).

À Reitoria da UFV, à Fundação Arthur Bernardes, aos professores Eduardo Marques, Antonio Simões e Roberto Azevedo, que deram um importante apoio para a concretização deste trabalho.

Aos assessores da CPPI/UFV e CT&IT/UFMG pelo suporte no tocante à proteção de propriedade intelectual.

À CAPES pela concessão da Bolsa de Estágio de Doutorado, que viabilizou o programa experimental na Universidade do Minho, em Portugal.

À FAPEMIG que financiou grande parte do programa experimental realizado no Brasil.

À PRECON pelo apoio na produção dos modelos ensaiados no Brasil, especialmente aos engenheiros Sílvio Xavier e Alberto Luciano, e aos técnicos Sidnei Costa e Mauro Augusto.

À CODEME ENGENHARIA, pelo apoio na fabricação e fornecimento de peças de aço, especialmente aos engenheiros Eduardo Assis e Roberval Pimenta.

De maneira geral, meus sinceros agradecimentos a todos os que comigo colaboraram: professores, colegas e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

Sou muito grato a Deus, que além de nos prover de um corpo, de uma mente e de um espírito, é o grande inspirador de sonhos e idéias, o Criador de todas as coisas. “Não há como conhecê-lo e não amá-lo. Não há como amá-lo e não segui-lo”<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Frase de Santo Agostinho.

# SUMÁRIO

<b>1. Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações iniciais .....	1
1.2 Generalidades sobre conectores de cisalhamento.....	2
1.3 A proposta de um novo conector de cisalhamento.....	4
1.4 Objetivos.....	7
1.5 Metodologia.....	7
1.6 Estrutura do documento.....	8
<b>2. Revisão de literatura.....</b>	<b>9</b>
2.1 Histórico .....	9
2.2 Aspectos relevantes sobre a conexão entre aço e concreto .....	12
2.2.1 Capacidade resistente.....	12
2.2.2 Ductilidade.....	13
2.2.3 Metodologia de análise .....	14
2.3 O ensaio <i>push-out</i> segundo a EN 1994-1-1:2004.....	15
2.3.1 Procedimento de ensaio .....	17
2.3.2 Avaliação do ensaio .....	18
2.4 Aspectos relevantes sobre conectores de cisalhamento usuais .....	19
2.4.1 O conector stud .....	19
2.4.2 O conector em perfil U.....	22
2.5 Desenvolvimentos recentes .....	24
2.5.1 O conector X-HVB da HILTI .....	24
2.5.2 Rebite com rosca interna e parafuso sextavado .....	25
2.5.3 O conector Perfobond .....	26
2.6 O efeito de pino no concreto .....	29
2.7 Resultados experimentais de outros autores.....	32
2.8 Aspectos importantes dos resultados de ensaios com Perfobond.....	46
2.8.1 Modo de ruptura.....	46

2.8.2	Relação força-deslizamento .....	48
2.8.3	Ductilidade da conexão .....	49
2.8.4	Influência da espessura da chapa do conector .....	50
2.8.5	Influência do tamanho e da forma do furo .....	52
2.8.6	Importância da altura do conector .....	52
2.8.7	Influência do número de furos e do espaçamento entre os furos .....	53
2.8.8	Influência da resistência do concreto na capacidade do conector .....	54
2.8.9	Influência da armadura transversal na capacidade do conector .....	57
2.9	Sistemas de piso com pré-laje de concreto pré-fabricada .....	60
<b>3.</b>	<b>Concepção do Conector e Análise Experimental .....</b>	<b>61</b>
3.1	Considerações preliminares .....	61
3.2	Concepção e desenvolvimento do conector Crestbond .....	61
3.3	O primeiro protótipo .....	63
3.3.1	Fabricação dos conectores .....	64
3.4	Primeira etapa do programa experimental .....	66
3.4.1	Preparação dos modelos .....	67
3.4.2	Montagem e execução dos ensaios <i>push-out</i> .....	82
3.4.3	Resultados da série A .....	87
3.4.4	Controle tecnológico do concreto usado na série A .....	96
3.5	O segundo protótipo .....	104
3.5.1	Validação do segundo protótipo – a série X .....	106
3.5.2	Resistência à compressão do concreto usado na série X .....	115
3.6	Segunda etapa do programa experimental .....	118
3.6.1	Preparação dos modelos .....	118
3.6.2	Montagem e execução dos ensaios <i>push-out</i> .....	123
3.6.3	Resultados das séries B e C .....	124
3.6.4	Controle tecnológico do concreto – séries B e C .....	134
3.7	Terceira etapa do programa experimental .....	138
3.7.1	Preparação dos modelos .....	139
3.7.2	Montagem e execução dos ensaios .....	147
3.7.3	Resultados da série D .....	155

3.7.4	Desmonte dos modelos após os ensaios.....	161
3.7.5	Controle tecnológico do concreto usado na série D.....	164
3.8	Propriedades dos materiais .....	165
3.8.1	Concreto .....	165
3.8.2	Aço dos perfis .....	165
3.8.3	Aço das armaduras .....	166
3.8.4	Aço dos conectores .....	166
<b>4.</b>	<b>Simulações do comportamento com modelos estatísticos e redes neurais.....</b>	<b>167</b>
4.1	Generalidades .....	167
4.2	Modelos ajustados com Análise de Regressão Múltipla .....	167
4.3	Equação de resistência para o conector Crestbond .....	171
4.3.1	Ajuste da equação de resistência.....	174
4.4	Modelagem com Redes Neurais .....	181
4.4.1	Considerações iniciais.....	181
4.4.2	Treinando redes neurais para predição da resistência do Crestbond .....	182
4.4.3	Observações .....	194
4.4.4	Revisão do modelo estatístico com base na resposta da RNA.....	195
<b>5.</b>	<b>Discussão .....</b>	<b>198</b>
5.1	Generalidades .....	198
5.2	Qualidade dos resultados experimentais .....	198
5.3	Aspectos relativos ao comportamento da conexão.....	200
5.4	A influência do efeito de pino e da armadura passante .....	203
5.5	Desempenho da armadura transversal .....	205
5.6	Influência do tamanho do dente (diâmetro do furo).....	209
5.7	Desempenho do conector CR56b em relação ao CR50.....	211
5.8	O problema da excentricidade do conector .....	212
5.9	Sobre a equação de resistência proposta .....	218
5.10	Desempenho dos modelos com pré-laje de concreto pré-fabricada .....	222
5.11	Análise da resistência do Crestbond .....	223
5.11.1	Influência de cada parcela de resistência.....	223

5.11.2	Comparação com o <i>stud</i> .....	227
5.11.3	Comparação com o Perfobond.....	228
<b>6.</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>232</b>
6.1	Considerações finais.....	232
6.2	Recomendações e sugestões para estudos posteriores.....	235
<b>7.</b>	<b>Referências Bibliográficas.....</b>	<b>238</b>
	<b>Apêndices.....</b>	<b>246</b>
<b>A.</b>	<b>Medições experimentais.....</b>	<b>246</b>
<b>B.</b>	<b>Redes Neurais Artificiais.....</b>	<b>262</b>
B.1	Considerações iniciais.....	263
B.2	Uma visão geral sobre Redes Neurais.....	263
B.2.1	A origem biológica das redes neurais.....	264
B.2.2	O neurônio artificial.....	266
B.2.3	O modelo Perceptron.....	270
B.2.4	O Perceptron Multi-camadas.....	272
B.2.5	O processo de treinamento da rede.....	275
B.2.6	O algoritmo back-propagation.....	278
B.2.7	Over-learning e generalização.....	280
B.2.8	Seleção dos dados.....	284
B.2.9	Pré e pós-processamento dos dados.....	286



## LISTA DE FIGURAS

1.1 – Conectores de cisalhamento: (a) stud; (b) perfil U laminado. ....	3
1.2 – O conector Perfobond: contínuo e descontínuo. ....	4
1.3 - Sistema de piso misto com pré-laje de concreto. ....	5
1.4 – O conector Crestbond: (a) contínuo; (b) descontínuo. ....	6
1.5 - O conector Crestbond aplicado com pré-laje de concreto pré-fabricada. ....	6
2.1 - Curva força-deslizamento. ....	15
2.2 - Características de um ensaio <i>push-out</i> típico com conector <i>stud</i> , segundo a EN 1994-1-1:2004. ....	16
2.3 - Determinação da capacidade de deslizamento $\delta_u$ num ensaio <i>push-out</i> (EN 1994- 1-1:2004). ....	19
2.4 – Detalhes do conector stud. ....	20
2.5 - Sistema de piso com fôrma metálica (METFORM, 1997). ....	20
2.6 – Problemas na solda de conectores <i>stud</i> (foto do autor). ....	21
2.7 - Sistema para soldagem de conectores stud (fotos do autor). ....	21
2.8 – Danos nas chapas decorrentes da soldagem de <i>studs</i> (fotos do autor). ....	22
2.9 – Conector em perfil U laminado ....	23
2.10 – Instalação de conectores em perfil U formado a frio. ....	23
2.11 – Conector X-HVB da Hilti (HILTI, 2000). ....	24
2.12 – Rebite com rosca interna e parafuso sextavado (OLIVEIRA, 2001). ....	25
2.13 – Conector Perfobond sendo soldado à mesa de uma viga (OGUEJIOFOR, 1994). ....	26
2.14 – Ponte sobre o Rio Main, em Nantenbach (Alemanha). Suporta duas linhas de TGV e possui 208 m de vão livre. ....	27
2.15 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do Perfobond. ....	28
2.16 – Relação força-deslizamento para o Perfobond e para o <i>stud</i> . ....	29
2.17 – Detalhe do conector após o colapso e o efeito de pino no concreto ....	30
2.18 – Carregamento num pino de concreto (KRAUS e WURZER, 1997). ....	30
2.19 – Relações força-deslizamento para conectores Perfobond. ....	32
2.20 – Conector Perfobond contínuo (LEONHARDT <i>et al.</i> , 1987). ....	32

2.21 – Configuração dos modelos ensaiados por Leonhardt <i>et al.</i> (1987). .....	34
2.22 – Tipologia dos conectores Perfobond ensaiados por VELDANDA (1991). .....	35
2.23 – Tipologia dos conectores ensaiados por OGUEJIOFOR (1994). .....	38
2.24 – Configuração dos modelos ensaiados por OGUEJIOFOR (1994). .....	38
2.25 – Conectores ensaiados por STUDNICKA <i>et al.</i> (2000). .....	41
2.26 – Conectores alternativos ensaiados por GALJAARD e WALRAVEN (2001): a) Perfobond sinuoso; b) tira ondulada; c) perfil T .....	42
2.27 – Conectores alternativos ensaiados por HEGGER <i>et al.</i> (2001): a) chapa contínua com aberturas redondas; chapa contínua em T com aberturas retangulares; c) perfil T; d) perfil T inclinado. ....	43
2.28 – Mecanismo de colapso típico nos modelos <i>push-out</i> com Perfobond, quando a ruptura se dá pela laje de concreto (OGUEJIOFOR, 1994). .....	48
2.27 – Curvas força-deslizamento para <i>push-outs</i> com <i>stud</i> e Perfobond em laje maciça (VELDANDA e HOSAIN, 1992). .....	50
2.28 – Condições de ruptura do concreto dependendo da espessura da chapa do conector (USHIJIMA <i>et al.</i> , 2001). .....	51
2.29 – Efeito do número de furos na resistência do conector. ....	54
2.30 – Resistência característica do Perfobond em kN/m em comparação com o <i>stud</i> , segundo os experimentos de LEONHARDT (1987). .....	55
2.31 – Efeito da resistência do concreto associada ao número de furos do conector (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994). .....	56
2.32 – Efeito da resistência do concreto (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994). .....	56
2.33 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito da armadura em conectores com três furos (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994). .....	58
2.34 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito do número de barras transversais de armadura (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994). .....	59
2.35 – Efeito da taxa de armadura passante em conectores com três furos (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994). .....	59
3.1 – Aspecto da geometria proposta inicialmente para o conector dentado. ....	62
3.2 – Corte do conector com desenho simétrico. ....	62
3.3 – Relações dimensionais para o primeiro protótipo do conector Crestbond. ....	64
3.4 – Introdução da chapa de aço na máquina de corte a plasma. ....	65

3.5 – Aspecto do conector Crestbond cortado a plasma.....	65
3.6 – Conectores testados na série A. ....	66
3.7 – Aspecto das fôrmas para as lajes. ....	67
3.8 – Aspecto da fôrma montada. ....	68
3.9 – Configurações dos modelos com CR56b: a) sem armadura passante; b) com armadura passante; c) conector sem dentes. ....	69
3.10 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR40, com barras passando por dentro do conector. ....	70
3.11 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR50-SF. ....	70
3.12 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR50, com barras passando por dentro do conector. ....	71
3.13 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR60, com barras passando por dentro do conector. ....	71
3.14 – (a) armadura fornecida; (b) aspecto das gaiolas montadas. ....	72
3.15 – Posicionamento dos extensômetros nas barras da armadura. ....	73
3.16 – Aspecto da barra de aço após desbaste .....	74
3.17 – (a) aspecto da conexão dos fios elétricos com os terminais dos extensômetros, antes da proteção final; (b) proteção final dos extensômetros nas barras de armadura. ....	75
3.18 – Detalhe do posicionamento dos conectores nos perfis dos modelos da série A. ....	76
3.19 – Montagem dos modelos. ....	77
3.20 – Modelos da série A, antes e depois da concretagem. ....	78
3.21 – Aspecto dos modelos dois dias após a concretagem.....	79
3.22 – Modelos da série A na fase de desmoldagem. ....	79
3.23 – Aspecto do concreto e da fôrma após desmoldagem (fôrma de MDF hidrófugo com verniz selador e desmoldante da SIKA).....	80
3.24 – Regularização das lajes com argamassa auto-nivelante. ....	81
3.25 – Estrutura de reação e equipamento para o ensaio <i>push-out</i> . ....	83
3.26 – Sistema de contenção lateral usado no ensaio A1. ....	84
3.27 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no modelo. ....	85
3.28 – Representação esquemática do algoritmo para controle do ensaio <i>push-out</i> . ....	86
3.29 – Ensaio com o modelo A1 – deslizamento superior a 60 mm.....	87

3.30 – Fissuração da laje no modelo A1.....	88
3.31 – Relação força-deslizamento para o modelo A1.....	88
3.32 – Estado dos conectores do modelo A1 ao final do ensaio.....	89
3.33 – Ruptura dos dentes nos modelos da série A com CR50.....	90
3.34 – Ruptura dos dentes nos modelos com CR60 da série A.....	91
3.35 – Lajes dos modelos da série A após desmonte.....	92
3.36 – Perfis dos modelos da série A após desmonte das lajes.....	93
3.37 – Curvas força-deslizamento para modelos da série A.....	94
3.38 – Corpos-de-prova cilíndricos para caracterização do concreto.....	96
3.39 – Ensaio para determinação da resistência à compressão do concreto.....	97
3.40 – Evolução da resistência à compressão do concreto utilizado na série A.....	98
3.41 – Representação esquemática do carregamento para o ensaio de determinação do módulo de elasticidade segundo a NBR 8522.....	100
3.42 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade.....	101
3.43 – Base de medida para o ensaio de determinação do módulo de elasticidade.....	101
3.44 – Representação esquemática do carregamento executado no LEST para a determinação do módulo de elasticidade.....	102
3.45 – Segundo protótipo do conector Crestbond com os dentes reforçados - CR56b.....	105
3.46 – Relações dimensionais para o conector CR56b.....	106
3.47 – Plano de corte para o conector CR56b, mantendo a simetria.....	106
3.48 – Protótipos do Crestbond: CR50, CR56b e CR56c-R20.....	107
3.49 – Esquema do modelo X1.....	108
3.50 – Esquema do modelo X2.....	108
3.51 – Montagem dos modelos X1 e X2 – colocação dos perfis na fôrmas.....	109
3.52 – Montagem dos modelos X1 e X2 – armaduras colocadas e modelo pronto para concretagem.....	109
3.53 – Concretagem dos modelos X1 e X2 no LEST/UM.....	110
3.54 – Modelos X1 e X2 no LEST/UM – umidificação do concreto e amostras para caracterização.....	110
3.55 – Relação força-deslizamento para o modelo X1 com CR56b.....	112
3.56 – Relação força- <i>uplift</i> para o modelo X1 com CR56b.....	112
3.57 – Relação força-deslizamento para o modelo X2 com CR50c.....	113

3.58 – Relação força- <i>uplift</i> para o modelo X2 com CR50c.....	113
3.59 – Aspecto do modelo X1 com conector CR56b após o ensaio de teste.....	114
3.60 – Evolução da resistência à compressão do concreto utilizado na série X.....	116
3.61 – Conectores testados nas séries B e C.....	118
3.62 – Esquema para os modelos B1, B2, C1 e C2. ....	119
3.63 – Esquema para os modelos B3, B4, C3 e C4. ....	119
3.64 – Esquema para os modelos B5, B6, C5 e C6. ....	120
3.65 – Esquema para os modelos B7, B8, C7 e C8. ....	120
3.66 – Conectores CR56b para as séries B e C.....	121
3.67 – Preparação dos modelos da série C.....	121
3.68 – Concretagem dos modelos da série C. ....	122
3.69 – Aspecto dos conectores das séries B e C após os ensaios. ....	125
3.70 – Modelos B1 e B2 – sem armadura passante ( $f_c = 26,6$ MPa ) – aspecto da ruptura das lajes. ....	126
3.71 – Modelo B5 – com armadura passante ( $f_c = 28,5$ MPa ) - aspecto da ruptura das lajes. ....	127
3.72 – Fissuração das lajes nos modelos com conectores CR56-SF (sem furos) – séries B e C. ....	128
3.73 – Modelo C1 – sem armadura passante ( $f_c = 46,9$ MPa ) – progressão da fissuração na laje durante o carregamento.....	129
3.74 – Curvas força-deslizamento para os modelos da série B. ....	132
3.75 – Curvas força-deslizamento para os modelos da série C. ....	133
3.76 – Evolução da resistência à compressão dos concretos utilizados nas séries B e C com a idade. ....	136
3.77 – Respostas dos ensaios de módulo de elasticidade para corpos-de-prova do concreto usado nos modelos da série C aos 28 dias de idade.....	136
3.78 – Conector Crestbond-PL para uso com pré-laje.....	138
3.79 – Conectores CR56b-PL cortados na CODEME em aço USI-CIVIL 350.....	139
3.80 – Perfis com os conectores CR56b-PL para a série D. ....	140
3.81 – Posição dos conectores nos perfis dos modelos da série D. ....	140
3.82 – Aplicação de extensômetros elétricos às barras da armadura para os modelos <i>push-out</i> da série D. ....	141

3.83 – Montagem das fôrmas - série D.....	142
3.84 – Aplicação de desmoldante nas fôrmas - série D.....	142
3.85 – Montagem dos modelos da série D.....	143
3.86 – Produção das pré-lajes - série D.....	143
3.87 – Montagem dos modelos da série D, com CR56b-PL: (a) com pré-laje de concreto; (b) com poliestireno expandido e (c) com laje maciça.....	144
3.88 – Fase final da montagem dos modelos – série D.....	144
3.89 – Ensaio de SLUMP – série D.....	145
3.90 – Lançamento e vibração do concreto das lajes – série D.....	145
3.91 – Modelos concretados – série D.....	145
3.92 – Proteção com lona plástica após a concretagem – série D.....	146
3.93 – Controle tecnológico do concreto – série D.....	146
3.94 – Transporte dos modelos para o laboratório – série D.....	147
3.95 – Montagem do macaco hidráulico no pórtico de reação - série D.....	148
3.96 – Bomba manual, manômetro e transdutor de pressão - série D.....	149
3.97 – Sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios da série D.....	150
3.98 – Calibração do atuador hidráulico.....	150
3.99 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento.....	151
3.100 – Montagem sem as barras de contenção lateral – série D.....	152
3.101 – Aspecto do carregamento aplicado.....	153
3.102 – (a) distribuição de tensões de tração abaixo dos conectores (MEDBERRY e SHAROOZ, 2002); (b) aspecto típico da primeira fissura que surge nos ensaios com conectores CR56b-PL.....	154
3.103 - Fissuração progressiva típica na série D (modelo D1c).....	154
3.104 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D1. Isopor de 30 mm em lugar da pré-laje, laje com 120 mm de espessura, sem armadura passante.....	156
3.105 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D2.....	157
3.106 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D3.....	157
3.107 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D4.....	158
3.108 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D5.....	159
3.109 – Corte das lajes - série D.....	161
3.110 – Efeito de pino no concreto em modelos da série D.....	162

3.111 – Cisalhamento do concreto dentro dos dentes do conector.....	163
3.112 – Conector intacto após ensaios da série D. ....	163
3.113 – Evolução com a idade da resistência à compressão dos concretos utilizados na série D.....	164
3.114 - Perfis metálicos utilizados nos modelos.....	166
4.1 – Força de compressão na face frontal do conector.....	170
4.2 – Resistência do Crestbond em relação à taxa de armadura transversal.....	176
4.3 – Ajuste do modelo estatístico.....	178
4.4 – Tela de apresentação do JavaNNS.....	183
4.5 – Janelas para configuração da rede no JavaNNS. ....	183
4.6 – Janela para configuração do algoritmo de aprendizado no JavaNNS.....	184
4.7 – Representação da arquitetura de uma rede MLP 7:5:1 no JavaNNS: (a) após a inicialização; (b) após o treinamento, com os pesos ajustados.....	186
4.8 – Gráfico que mostra a evolução do erro durante o treinamento de uma rede neural no JavaNNS. ....	186
4.9 – Variação do RMSE em função do número número de neurônios na camada oculta de uma rede MLP com 7 variáveis de entrada e 40 casos. ....	189
4.10 – Variação do RMSE em função do número de neurônios na camada oculta de uma rede MLP com 7 variáveis de entrada e 64 casos. ....	189
4.11 – Ajuste dos resultados obtidos com a rede neural.....	192
5.1 – Resistência de conectores em chapa plana, sem dentes, em função da resistência à compressão do concreto.....	199
5.2 – Resultados dos ensaios das quatro séries para os modelos com conectores CR50 e CR56b sem armadura passante, em função da resistência à compressão do concreto.....	199
5.3 – Resultados dos ensaios das séries A, B, C, D e X, para modelos com conectores CR50 e CR56b com armadura passante, em função da resistência à compressão do concreto.....	200
5.4 – Comportamento típico do Crestbond em comparação com os conectores <i>stud</i> e Perfobond.....	201
5.5 – Curvas força-deslizamento para modelos da série A, com conector CRxx.....	203
5.6 – Curvas força-deslizamento para modelos da série B.....	204

5.7 – Curvas força-deslizamento para modelos da série C.....	204
5.8 – Curvas força-deformação normalizada ( $\varepsilon/\varepsilon_y$ ) – Modelo D2.a.....	206
5.9 – Curvas força-deformação normalizada ( $\varepsilon/\varepsilon_y$ ) – Modelo D2.b.....	206
5.10 – Curvas carga-deformação normalizada ( $\varepsilon/\varepsilon_y$ ) – Modelo D2.c.....	207
5.11 – Influência da armadura transversal – série B.....	208
5.12 – Influência da armadura transversal – série C.....	209
5.13 – Relação entre a resistência do conector e o tamanho do dente.....	210
5.14 – Relação força-deslizamento e o tamanho do dente.....	210
5.15 – Resultados para CR50 <i>versus</i> CR56b.....	211
5.16 – Aspecto típico da ruptura na face externa das lajes em modelos da série D.....	213
5.17 - Aspecto da ruptura externa observada nos modelos de Oguejiofor com conector Perfobond (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).....	214
5.18 – Modo de ruptura: (a) modelo com contenção lateral; (b) modelo sem contenção lateral.....	214
5.19 – Resultados para os modelos do grupo D3, com e sem contenção lateral.....	215
5.20 – Resultados para os modelos do grupo D4, com e sem contenção lateral.....	215
5.21 – Variação da excentricidade da força frontal no conector em relação ao plano médio da laje.....	216
5.22 – Efeito da excentricidade na resistência última do conector.....	218
5.23 – Resultados da Eq. (4-5) de Oguejiofor comparados aos da Eq. (5-1) de Veríssimo, para o Perfobond.....	220
5.24 – Curvas força-deslizamento para modelos da série D, com conector CR56b-PL.....	223
5.25 – Influência da resistência do concreto nas parcelas que compõem a capacidade global da conexão com Crestbond.....	226
5.26 – Dois Crestbond em paralelo sobre um perfil metálico.....	228
B.1 – Estrutura de um neurônio biológico.....	265
B.2 – O modelo de MCCULLOCH e PITTS para o neurônio artificial.....	268
B.3 – Exemplos de funções de ativação.....	269
B.4 – O modelo Perceptron, proposto por ROSENBLATT (1958).....	271
B.5 – Uma ilustração do algoritmo Perceptron. As duas classes representadas por ● e ○ são: (a) linearmente separáveis e (b) não linearmente separáveis (VIEIRA, 2000).....	272



B.6 – Arquitetura de uma rede Perceptron Multicamada com duas camadas ocultas. ....	274
B.7 – Aspecto de uma superfície de erro multi-dimensional.....	277
B.8 – Evolução do erro ao longo do processo de treinamento da rede.....	280
B.9 – (a) Dados ajustados adequadamente (boa generalização) (b) Dados ajustados em excesso (generalização pobre). ....	281
B.10 – Arquitetura de uma rede Perceptron Multicamada com sete nodos de entrada, cinco na camada oculta e um nodo de saída. ....	290

## LISTA DE TABELAS

2.1 - Espessuras do Perfobond analisadas por outros autores. ....	51
3.1 – Características e propriedades dos modelos da série A. ....	82
3.2 - Resultados experimentais para os modelos da série A. ....	95
3.3 – Resistência à compressão para o concreto da série A. ....	98
3.4 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 14 dias – série A. ....	103
3.5 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 28 dias – série A. ....	103
3.6 – Resistência à compressão para o concreto da série X. ....	116
3.7 - Resultados experimentais para os modelos da série X. ....	117
3.8 – Características e propriedades dos modelos das séries B e C. ....	123
3.9 - Resultados experimentais para os modelos da série B. ....	130
3.10 - Resultados experimentais para os modelos da série C. ....	131
3.11 – Resistência à compressão para o concreto da série B. ....	134
3.12 – Resistência à compressão para o concreto da série C. ....	135
3.13 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 14 dias - série C. ....	137
3.14 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 28 dias - série C. ....	137
3.15 – Grupos de modelos para a série D. ....	139
3.16 – Características e propriedades dos modelos da série D. ....	155
3.17 - Resultados experimentais para os modelos da série D. ....	160
3.18 - Características dos concretos utilizados na série D. ....	164
3.19 - Características dos concretos utilizados. ....	165
3.20 - Aços dos conectores. ....	166
4.1 - Dados considerados na análise de regressão para a Eq. (4-11). ....	179
4.2– Comparação dos valores calculados com a Eq. (4-11) com os resultados experimentais. ....	180
4.3 - Dados utilizados no treinamento das redes neurais. ....	185
4.4 – Resultados para redes MLP com 4, 5 e 6 nodos na camada oculta, para o conjunto de 40 resultados experimentais com 10 variáveis. ....	187
4.5 – Resultados para redes MLP com 4, 5, 6 e 9 nodos na camada oculta, para o conjunto de 40 resultados experimentais com 8 variáveis. ....	188

4.6 – Casos fictícios gerados a partir das médias dos casos reais, para ampliação do dataset de treinamento das redes neurais. ....	190
4.7 -Resultados para redes MLP com 4, 5, 6 e 7 nodos na camada oculta, para o dataset de 64 casos com 8 variáveis.....	191
4.8 – Resultados obtidos com uma rede neural MLP 7:5:1, treinada com um dataset de 64 casos e com 7 variáveis de entrada. ....	193
4.9 - Dados utilizados na regressão múltipla com resistências estimadas com uma RNA treinada com os resultados experimentais. ....	196
4.10 – Erro por série para os resultados obtidos com a Eq. (4-11).....	197
4.11 – Erro por série para os resultados obtidos com a Eq. (4-12).....	197
5.1 - Efeito da armadura passante no conector Crestbond. ....	204
5.2 – Taxa de armadura transversal nas séries B e C. ....	208
5.3 - Dados de ensaios com Perfobond (OGUEJIOFOR, 1994). ....	219
5.4 – Comparação de resultados das equações (4-5) e (5-1). ....	221
5.5 – Características dos modelos admitidas nos testes 1 a 6. ....	224
5.6 – Características dos modelos admitidas nos testes 7 a 16. ....	225
5.7 – Contribuição de cada parcela na resistência última do conector. ....	226
5.8 – Resistência do Crestbond comparada à de um stud de 19 mm. ....	227
5.9 – Resultados de ensaios com Perfobond tipo P5 sem armadura passante (OGUEJIOFOR, 1994). ....	229
5.10 – Características dos modelos admitidas nos testes 17 a 26. ....	230
5.11 – Contribuição de cada parcela na resistência última do Perfobond. ....	230
5.12 – Resistência do Crestbond comparada à de um Perfobond. ....	231

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY OFFICIALS
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction Inc.
ANSI	American National Standard Institute (Norma Americana)
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEN	Comité Européen de Normalisation
CSA	Canadian Standard Association (Norma Canadense)
CR	conector Crestbond
EN	Euro-norma
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Universidade de Minas Gerais (Brasil)
LEST	Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (Portugal)
PB	conector Perfobond
PL	Pré-laje
UM	Universidade do Minho (Portugal)
c.p.	corpo-de-prova

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
$A_{cc}$	Área de cisalhamento do concreto por conector
$A_{cd}$	Área ao cisalhamento dos pinos de concreto
$A_{tr}$	Área total de armadura transversal
$b_f$	Largura da mesa do perfil de aço
$B_1, B_2, B_3, B_4$	Coefficientes de regressão
$D$	Diâmetro
$d_{cs}$	Diâmetro do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça ( <i>stud bolt</i> )
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade tangente do concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$F$	Força
$f_c$	Resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cilíndrico
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$f_u$	Resistência à ruptura do aço
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$f_{ycs}$	Resistência ao escoamento do aço do conector
$f_{ys}$	Resistência ao escoamento do aço da armadura
$h_{sc}$	Altura do conector de cisalhamento
$L_c$	Comprimento de cada laje de concreto
$L_{sc}$	Comprimento do conector de cisalhamento
$n$	Número de aberturas nos conectores Perfobond e Crestbond
$n_1$	Número de barras de armadura transversal que passam fora dos furos do conector de cisalhamento
$n_2$	Número de barras de armadura que passam através dos furos do conector de cisalhamento
$P$	Força ou carga aplicada

$P_{max}$	Máxima carga atingida no ensaio <i>push-out</i>
$P_{Rd}$	Resistência de cálculo para o ensaio <i>push-out</i>
$P_{Rk}$	Força característica determinada num ensaio <i>push-out</i> – corresponde a $0,9P_{max}$
$q$	Resistência de um conector de cisalhamento
$q_{calc}$	Resistência do conector de cisalhamento calculada
$P_{fiss}$	Força aplicada no ensaio <i>push-out</i> , correspondente à primeira fissura longitudinal observada na laje de concreto
$q_{test}$	Resistência do conector medida experimentalmente
$q_{u(test)}$	Resistência última do conector medida experimentalmente
$t_c$	Espessura da laje de concreto
$t_{sc}$	Espessura do conector de cisalhamento
$t_{PL}$	Espessura da pré-laje de concreto
$u_w$	Resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cúbico
$\delta_{Pmáx}$	deslizamento correspondente à carga máxima medida no ensaio <i>push-out</i>
$\delta_u$	Capacidade de deslizamento de um modelo <i>push-out</i> , segundo a EN 1994-1-1:2004. Deslizamento correspondente a $P_{Rk}$
$\delta_{uk}$	Capacidade de deslizamento característico de um modelo <i>push-out</i> . Corresponde a $0,9\delta_u$
$\varepsilon$	Deformação específica
$\varepsilon_y$	Deformação específica de escoamento do aço
$\phi$	Diâmetro
$\gamma_v$	Coefficiente de segurança parcial para conexão ao cisalhamento

## RESUMO

VERÍSSIMO, G. S., *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*, Belo Horizonte, 2007, 316p. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Este trabalho consiste do desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto, incluindo o estudo do seu comportamento. O trabalho envolve uma ampla investigação para definição da geometria do conector, um programa experimental, o desenvolvimento de uma equação de resistência e o treinamento de redes neurais para a predição da resposta do conector. O programa experimental, envolvendo 41 ensaios tipo push-out, conforme a EN 1994-1-1:2004, foi dividido em 3 etapas, por meio dos quais foi estudado o comportamento da conexão. Avalia-se a capacidade de carga da conexão, sua ductilidade e os modos de colapso observados, considerando-se o efeito de diversas variáveis. Os resultados demonstram que o conector proposto apresenta um comportamento adequado, com alta rigidez para cargas de serviço e boa ductilidade em estado limite último, constituindo-se numa alternativa a conectores de cisalhamento como o *stud bolt* e o Perfobond.

Palavras-chave: aço, conector de cisalhamento, estrutura, estrutura mista, estruturas metálicas, viga mista, push-out.

## ABSTRACT

VERÍSSIMO, G. S., *Development of an indented rib shear connector for steel-concrete composite structures and an investigation of its structural behaviour*, D.S. Thesis, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2007, 316p..

This work presents the design of a shear connector for steel and concrete composite structures and an investigation of its structural behavior based on push-out test results. This shear connector consists on a steel rib with indentation that provides resistance to longitudinal shear and prevents transversal separation between the concrete slab and the steel profile (*uplift*). The present study comprised a large investigation to define the new connector geometry, an experimental program, the derivation of an expression for predicting the connector capacity, as well as the training of artificial neural networks to forecast the connector response under diverse conditions. The experimental program, with 41 push-out tests according to EN 1994-1-1:2004, was divided into three phases to investigate the connection behaviour. The connection capacity and ductility, as well as the failure mechanisms observed were evaluated, regarding the influence of several parameters. The results showed that the proposed connector presents an adequate structural performance, with high stiffness for service loads and good ductility in ultimate limit state, constituting an alternative to existing shear connectors like the stud bolts and the Perfobond.

key words: shear connector, push-out test, steel, steel structures, composite structures, composite beam



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações iniciais

As estruturas mistas de aço e concreto vêm sendo empregadas já há várias décadas na construção de pontes e edifícios; e têm sido cada vez mais empregadas na engenharia da construção civil, em virtude das diversas vantagens econômicas e construtivas que oferecem. É de conhecimento comum que o concreto possui boa resistência quando submetido à compressão, mas sua resistência à tração é apenas uma pequena fração da resistência à compressão. Por outro lado, o aço é um material com grande resistência à tração, mas apresenta problemas de instabilidade para elementos esbeltos. Nos elementos estruturais mistos de aço e concreto, procura-se fazer com que o concreto trabalhe à compressão, e o aço, à tração. Nessa situação ambos os materiais apresentam seu melhor desempenho.

Os elementos estruturais mistos oferecem uma série de vantagens sobre os não-mistos. A seção de aço, por exemplo, pode ser reduzida em relação a uma peça equivalente de aço apenas, já que o concreto resiste a uma parcela do carregamento atuante.

Geralmente esse artifício implica na redução das dimensões da seção. No caso específico das vigas mistas, por exemplo, ocorre redução da altura total da viga e diminuição do peso de aço demandado. Essa solução promove redução da altura total do edifício e do consumo de aço na estrutura, com reflexos diretos na diminuição do custo final da construção. Além disso, um elemento misto é, em geral, mais rígido do que um não-misto de mesma dimensão e, em consequência disso, sofre menos deformação e vibração.

## 1.2 Generalidades sobre conectores de cisalhamento

Um componente essencial de um elemento estrutural misto é a conexão entre as seções de aço e de concreto. Essa conexão é viabilizada por conectores de cisalhamento mecânicos, que permitem a transferência de forças longitudinais do aço para o concreto e vice-versa, além de resistir a forças transversais ao eixo do elemento, que tendem a causar a separação dos materiais na interface entre ambos (efeito conhecido como *uplift*). Os conectores de cisalhamento são instalados no perfil de aço, usualmente por solda, antes da concretagem, assegurando dessa forma que os dois materiais que constituem a seção mista trabalhem como se fossem praticamente uma peça única.

Uma variedade de dispositivos e configurações têm sido utilizados como conectores de cisalhamento, e diversos aspectos econômicos e técnicos continuam a motivar o desenvolvimento de novos produtos. No Brasil, tem sido comum a utilização de dois tipos de conectores de cisalhamento em sistemas de piso de edifícios: o *stud bolt*, um conector tipo pino com cabeça, desenvolvido nos EUA na década de 40 (FIG. 1.1a), e o conector em perfil U laminado (FIG. 1.1b). A solução com o conector em perfil U tende a ser abandonada, pois a produtividade na instalação é pequena e seu emprego é indicado para sistemas com laje maciça. Atualmente a maioria dos edifícios em aço adota laje com forma de aço incorporada, ou com pré-laje de concreto pré-moldado, soluções incompatíveis com o conector U.

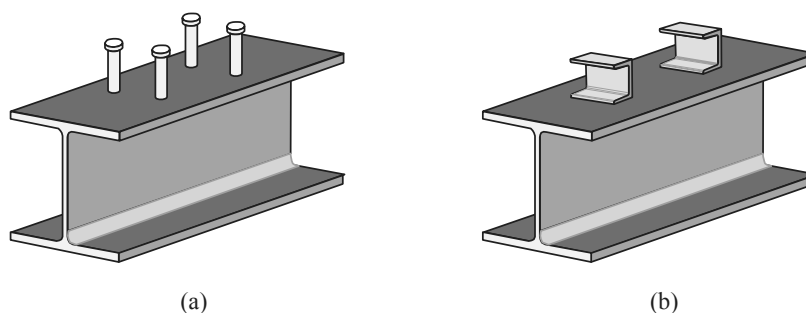


FIGURA 1.1 – Conectores de cisalhamento: (a) stud; (b) perfil U laminado.

O conector *stud*, ao contrário do conector U, apresenta grande produtividade na instalação e pode ser aplicado tanto com fôrma metálica como com pré-laje. Entretanto, várias questões têm sido levantadas ao longo do tempo sobre o desempenho dos conectores *stud* e dificuldades inerentes à instalação (CHIEN e RITCHIE, 1984; GHAVAMI, 1998). Uma das deficiências do *stud* é o seu baixo desempenho à fadiga, quando submetido a carregamentos cíclicos (ZELLNER, 1987). Algumas dessas questões são discutidas no Capítulo 2.

Em fins da década de 80, buscando uma alternativa ao baixo desempenho dos *studs* à fadiga, LEONHARDT *et. al.* (1987) desenvolveram um conector denominado Perfobond, para aplicação em pontes mistas. O Perfobond consiste basicamente de uma chapa de aço plana com furos circulares, que é soldada ao perfil metálico e depois concretada (FIG. 1.2). É um conector rígido e sofre apenas deformações elásticas de pequena magnitude em estado de serviço. Seu comportamento mecânico depende, em grande parte, do cisalhamento do concreto confinado dentro dos furos do conector.

Embora o Perfobond tenha sido originalmente desenvolvido para aplicação em pontes, diversos estudos foram conduzidos posteriormente para avaliar sua aplicabilidade em estruturas de edifícios (OGUEJIOFOR, 1990; VELDANDA, 1991; OGUEJIOFOR, 1994; QUDDUSI, 1994; STUDNICKA, 2000). Esses estudos demonstraram que sua rigidez é muito alta para que se possa admitir redistribuição dos esforços entre todos os conectores, como usualmente é feito no projeto de estruturas de edifícios, em que o carregamento é predominantemente estático. Embora essa característica não impeça sua aplicação em estruturas de edifícios, implica numa exigência adicional de projeto que é

a distribuição dos conectores segundo a variação do fluxo de cisalhamento ao longo do elemento estrutural.

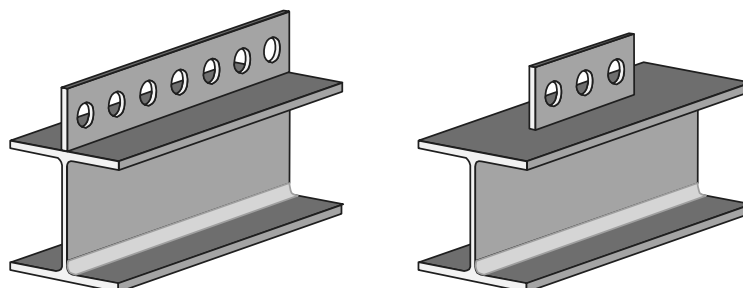


FIGURA 1.2 – O conector Perfobond: contínuo e descontínuo.

Além da aplicação específica para a conexão entre laje e viga, os conectores de cisalhamento estão sendo cada vez mais empregados em outros tipos de sistemas mistos, tais como ligações mistas e pilares mistos.

Vários conectores de cisalhamento alternativos têm sido estudados nas últimas décadas, visando o desenvolvimento de soluções com melhor relação custo-benefício e melhor adequação a necessidades estruturais específicas, como no caso de estruturas sujeitas à fadiga (LEONHARDT *et al.*, 1987; ZELLNER, 1987; CRISINEL, 1987; STUDNICKA, 2000; HEGGER e SEDLACEK, 2001; POOT, 2001; GALJAARD e WALRAVEN, 2001; SCHLAICH, 2001; SCHMID, 2001).

### 1.3 A proposta de um novo conector de cisalhamento

Atualmente, dois fatores têm representado limitações para a utilização dos conectores de cisalhamento usuais no Brasil: um deles é o alto custo de instalação dos *studs*; outro é o emprego de perfis laminados com mesas muito estreitas em vigas de sistemas de piso mistos que utilizam pré-laje de concreto. Neste caso, o espaço disponível sobre a mesa do perfil é insuficiente para a instalação de conectores em perfil U laminado, por exemplo (ver FIG.1.3).

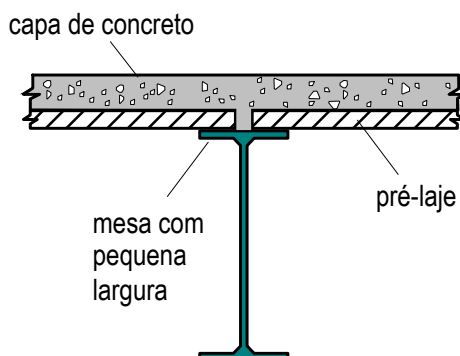


FIGURA 1.3 - Sistema de piso misto com pré-laje de concreto.

Tendo em vista as dificuldades mencionadas, bem como as características dos conectores existentes citadas no item precedente, a presente pesquisa visou o desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa contínua endentada, desde a sua concepção, incluindo as análises experimentais, até à modelagem do seu comportamento. O referido conector pode ser visto na FIG. 1.4, tendo recebido o nome de CRESTBOND<sup>2</sup>.

O Crestbond concilia uma série de vantagens em relação a outros mecanismos de conexão usuais, tais como:

- simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação;
- ductilidade superior à do Perfobond, preservando o comportamento rígido em estado de serviço;
- furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje;
- desenho simétrico, que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte;
- geometria em chapa contínua, ideal para sistemas com pré-laje (ver FIG. 1.5).

Por ser constituído de uma chapa de aço, o Crestbond deve ser soldado à mesa do perfil com solda convencional, com filetes contínuos de ambos os lados, obedecendo-se à prescrição de norma vigente quanto à dimensão da solda, tendo em vista a espessura da chapa do conector e a espessura da mesa do perfil.

<sup>2</sup> Crestbond é marca registrada e o conector tem pedido de patente depositado no INPI (Instituto Nacional da Propriedade Industrial).

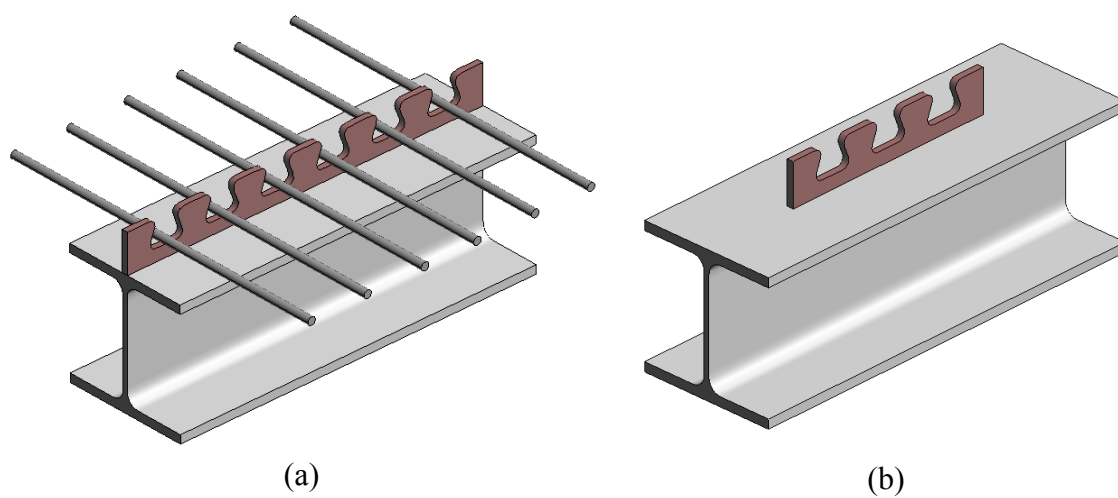


FIGURA 1.4 – O conector Crestbond: (a) contínuo; (b) descontinuo.

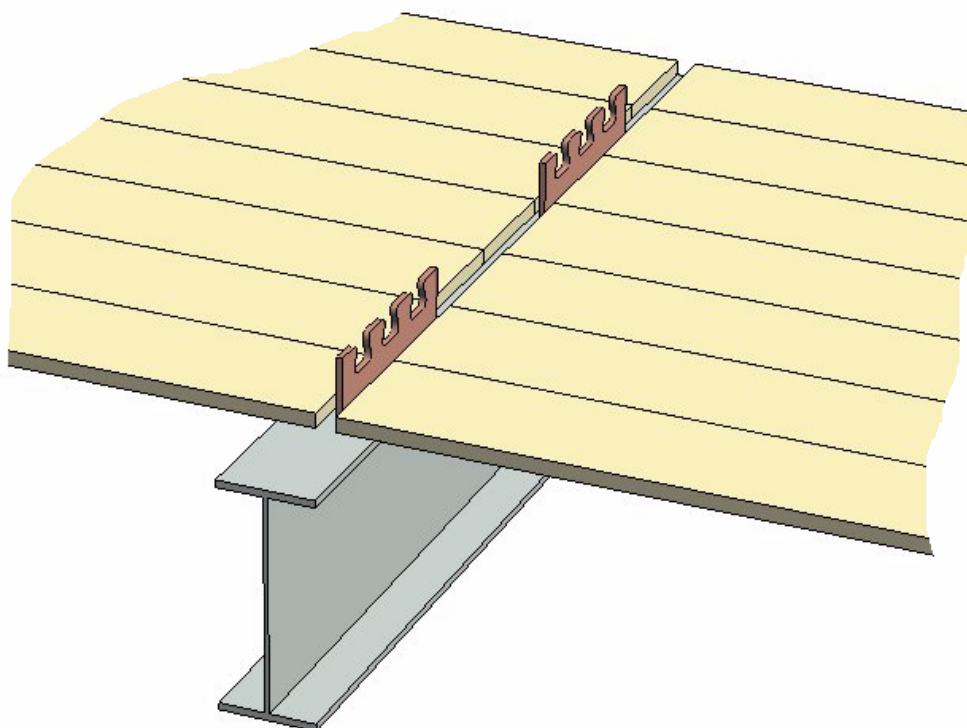


FIGURA 1.5 - O conector Crestbond aplicado com pré-laje de concreto pré-fabricada.

## 1.4 Objetivos

Este trabalho teve como objetivo geral o projeto de um novo de conector de cisalhamento, constituído por uma chapa plana de aço com recortes em forma de dentes, para uso em estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

Os objetivos específicos consistem em:

- a) definir uma geometria adequada do conector, visando atender aos requisitos de ductilidade, resistência ao cisalhamento longitudinal e resistência ao *uplift*;
- b) avaliar o comportamento força-deslizamento do conector para ações estáticas, chegando-se a resultados relacionados à ductilidade da conexão e à resistência última do conector projetado;
- c) avaliar a influência dos diversos parâmetros que afetam a ductilidade da conexão e a resistência última do conector projetado, como as dimensões dos dentes, a resistência do concreto à compressão e a taxa de armadura;
- d) obter uma expressão para a resistência última do conector, usando modelos matemáticos que prevejam a consideração dos parâmetros que influenciam o valor dessa resistência.

## 1.5 Metodologia

Para o estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond, adotou-se as especificações da norma europeia EN 1994-1-1:2004 para ensaios do tipo *push-out*<sup>3</sup> (CEN, 2004), que definem não apenas as características do modelo mas também o procedimento de ensaio. Uma descrição do ensaio *push-out* segundo a EN 1994-1-1:2004 é apresentada no item 2.3.

---

<sup>3</sup> O termo *push-out* é usualmente empregado na literatura internacional para fazer referência aos ensaios de cisalhamento direto, também chamados ensaios de deslizamento. Neste trabalho, emprega-se o termo “ensaio *push-out*” por ser o termo comumente utilizado internacionalmente.

A partir dos resultados experimentais e dos modos de colapso observados, foi elaborado um modelo semi-empírico para predição da capacidade resistente do conector Crestbond, ajustado por meio de métodos estatísticos. Uma rede neural artificial foi treinada a partir dos dados experimentais, demonstrando o potencial dessa solução para simular o comportamento do conector.

## 1.6 Estrutura do documento

Para a concepção da geometria do conector Crestbond foi empreendida uma ampla investigação de programas experimentais já realizados com diversos conectores de cisalhamento, relatada no Capítulo 2. Para o estudo do comportamento e a avaliação do desempenho do conector foi realizado um extenso programa experimental, composto de 41 ensaios do tipo *push-out*, que está descrito no Capítulo 3. No Capítulo 4 são apresentados alguns modelos para simulação do comportamento estrutural do conector. O primeiro obtido a partir de uma análise dos resultados com métodos estatísticos, e o segundo utilizando redes neurais artificiais. Uma discussão dos resultados, bem como dos objetivos alcançados, é apresentada no Capítulo 5. Por fim, no Capítulo 6 encontram-se as conclusões e sugestões para trabalhos futuros. No Apêndice A estão documentados os resultados experimentais para cada um dos experimentos realizados. No apêndice B é apresentada uma visão geral sobre Redes Neurais Artificiais, sua origem, sua evolução e seu estado atual, incluindo tipos de redes, técnicas para seleção e tratamento dos dados e algoritmos de treinamento.

Os estudos realizados indicam que o conector proposto apresenta um comportamento mecânico adequado, associado a diversas vantagens construtivas e econômicas.

O desenvolvimento de um conector de cisalhamento, como o proposto neste trabalho, atende a uma das necessidades freqüentes no projeto de estruturas mistas em geral, que consiste na ampliação dos mecanismos e soluções construtivas para a conexão entre aço e concreto, em um campo em que figuram várias patentes estrangeiras.

---



# 2

## REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 Histórico

Segundo MALITE (1990), os primeiros estudos sobre sistemas estruturais mistos de aço e concreto tiveram início na Inglaterra, antes da Primeira Guerra Mundial, tendo como base uma série de ensaios de sistemas para pisos. Entre os anos de 1922 e 1939, foram construídos edifícios e pontes empregando-se o sistema de vigas mistas.

As primeiras equações semi-empíricas para a resistência de conectores de cisalhamento para vigas mistas foram desenvolvidas por ocasião da revisão das normas da AASHO (atual AASHTO), em 1957 (AASHO, 1957). Todavia, essas equações foram estabelecidas para a condição de carregamento de pontes, inclusive com a consideração de fadiga. Posteriormente, um comitê da ASCE realizou um estudo adaptando as equações da AASHO para a condição das vigas de edifícios, incorporando às fórmulas um coeficiente de segurança compatível com a hipótese de carregamento estático (ASCE, 1960).

SLUTTER e DRISCOLL (1965), pesquisadores da Universidade Lehigh, em Bethlehem, Pensilvânia, EUA, conduziram um programa experimental na década de 60, com vistas à investigação do comportamento mecânico de vigas mistas de edifícios. Nesse programa, admitiram vários tipos de conectores de cisalhamento. O objetivo do trabalho foi estabelecer um critério de projeto para vigas mistas de edifícios e avaliar o comportamento de vigas projetadas com base nesses critérios. Além dos resultados obtidos no seu próprio programa experimental, SLUTTER e DRISCOLL consideraram outros resultados experimentais anteriores (LEHIGH UNIV. LAB., 1943; VIEST *et al.*, 1952; THURLIMANN, 1958; CULVER e COSTON, 1961).

DAVIES (1969), realizou uma série de ensaios em modelos de vigas com conectores *stud*, com vistas ao estudo da influência do espaçamento dos conectores e da taxa de armadura transversal da laje no comportamento das vigas mistas. Como resultado desse estudo, DAVIES apresenta uma proposta para a definição de uma equação de resistência para a conexão. Também apresenta uma descrição detalhada sobre o fenômeno da formação de uma fissura longitudinal principal na laje, na direção do alinhamento dos conectores.

VIEST (1960) e JOHNSON (1970) apresentaram resumos acerca da pesquisa sobre vigas mistas nos períodos de 1920 a 1958 e de 1960 a 1970, respectivamente.

Em MOORE (1987) encontra-se uma visão geral sobre a construção mista nos Estados Unidos.

OLLGARD *et al.* (1971) realizaram um programa experimental envolvendo 48 ensaios *push-out* com conectores *stud* de 16 e 19 mm, em concreto normal e concreto leve. O estudo revelou que a resistência última dos *studs* é influenciada pela resistência à compressão e pelo módulo de elasticidade do concreto.

JAYAS e HOSAIN (1988) apresentaram resultados de 18 ensaios *push-out* e 04 *pull-out* com conectores *stud*, realizados com o objetivo de estudar seu comportamento em vigas mistas com fôrma metálica ou com laje maciça. Esse estudo subsidiou uma avaliação

dos procedimentos da norma canadense (CSA, 1984) e da norma americana (AISC, 1986) para a determinação da capacidade resistente de conectores *stud*.

Segundo ZELLNER (1987), no período entre 1955 e 1965 praticamente não foram construídas pontes mistas na Alemanha, devido às rigorosas prescrições de norma vigentes à época, no tocante à tração admissível no concreto. Para satisfazer às limitações de tensões impostas pela normalização era necessário protender a laje de concreto de alguma forma. Nessa fase, a construção de pontes mistas foi preterida em virtude do rápido desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido. Conseqüentemente, de 1965 a 1981 umas poucas pontes mistas de importância foram construídas na Alemanha. Ao mesmo tempo, ocorreram diversos casos de colapso e outros problemas com pontes protendidas. A partir de 1981, a construção de pontes mistas na Alemanha tomou novo impulso. Em 1981 entrou em vigor na Alemanha uma norma para projeto de pontes que permitia tensões de tração nas lajes de concreto sob determinadas condições. Tornou-se possível admitir tração em lajes não-protendidas longitudinalmente, desde que a fissuração fosse devidamente controlada com armadura adequada. Na mesma época, uma série de inovações tecnológicas incentivaram a aplicação do conceito de estruturas mistas. Uma dessas inovações foi o uso de superplastificante no concreto, que permitiu a redução da relação água/cimento de 0,45 para 0,36, reduzindo consideravelmente os valores de retração e fluência. Também à essa época, a tecnologia de soldagem de conectores tipo *stud* tornou-se confiável e econômica, e seu comportamento estava completamente investigado.

Nas últimas décadas, a utilização do aço estrutural na construção cresceu significativamente, principalmente em países do primeiro mundo (OWENS e WOOD, 1998). Na França, por exemplo, a parcela de mercado relativa ao setor de edifícios de andares múltiplos em aço apresentou um crescimento uniforme de 13,7 para 31,5%, entre 1991 e 1997. No mesmo período, o segmento de edifícios industriais e residenciais de um pavimento apresentou crescimento de 78 para 83%. No Reino Unido, o segmento de edifícios de andares múltiplos em aço cresceu de 33% em 1981 para 58,1% em 1991. Segundo estatísticas, em 1998 65% do mercado já utilizava estrutura metálica. Segundo OWENS (2000), a velocidade e a economia obtidas a partir

do uso de sistemas de piso mistos foram os fatores mais significativos para essa transformação.

No Brasil a utilização de estruturas mistas ficou restrita a alguns poucos edifícios entre os anos de 1950 e 1960, além de pequenas pontes. Nas últimas décadas, porém, a demanda por sistemas mistos tem aumentado substancialmente, em decorrência de vantagens construtivas e do desenvolvimento de novas tecnologias. Vários trabalhos de pesquisa sobre esse tema foram desenvolvidos no Brasil nos últimos anos (MALITE, 1990, 1993; VERÍSSIMO, 1996; KLINSKY, 1999, ALVA, 2000; FERREIRA, 2000, OLIVEIRA, 2001).

O comportamento das vigas mistas bi-apoiadas já é bem conhecido há décadas e encontra-se bem comentado em muitas publicações. As pesquisas mais recentes têm se concentrado no estudo de novos mecanismos de conexão e novas condições de vinculação, incluindo vigas contínuas e semi-contínuas.

## **2.2 Aspectos relevantes sobre a conexão entre aço e concreto**

### **2.2.1 Capacidade resistente**

Embora exista aderência natural entre o aço e o concreto, além de forças de atrito que podem atingir valores elevados, normalmente essas parcelas de resistência não são levadas em conta no cálculo da capacidade de um elemento estrutural misto, por apresentarem um comportamento pouco previsível. A partir de ensaios em estruturas mistas, constata-se que para pequenas cargas a maior parte do cisalhamento longitudinal se desenvolve na interface, por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície do aço (QUEIROZ *et al.*, 2001). No entanto, à medida que o carregamento aumenta, essa aderência se rompe e não pode mais ser restaurada. A magnitude da carga para a qual ocorre a ruptura da adesão química é extremamente variável e depende de diversos fatores, tais como composição do concreto, qualidade da execução, variação de temperatura, retração, fissuração, etc. Nota-se também a ruptura precoce da adesão

química quando o carregamento é dinâmico. Por esses e outros motivos, em muitas situações usuais é impraticável, no cálculo de sistemas mistos, levar em conta essas resistências de contato na interface. É necessário, portanto, empregar conectores especiais para absorver e transmitir as forças longitudinais de cisalhamento que se desenvolvem na interface entre o aço e o concreto, conforme disposto em regulamentos como a NBR 8800 (ABNT, 1986), o ANSI/AISC 360-05 (2005) e a EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004). Para efeito prático, admite-se que a capacidade resistente da conexão independe da adesão química. Por essa razão, geralmente usa-se algum artifício nos ensaios de caracterização que elimine a aderência entre o aço e o concreto, como, por exemplo, lubrificar a superfície de contato entre os dois materiais. Dessa forma, assegura-se que a resistência medida se deve apenas ao trabalho do conector.

Em algumas aplicações estruturais, como no caso das vigas mistas, além das forças de cisalhamento longitudinais os conectores estão sujeitos também a forças transversais ao eixo da peça, que tendem a causar a separação vertical entre a laje de concreto e o perfil metálico (efeito conhecido como *uplift*). Em geral, as forças transversais que surgem são bem menores do que as forças de cisalhamento longitudinais, e na prática não é necessário calculá-las. Não obstante, os regulamentos prescrevem limites mínimos para o *uplift* e os conectores geralmente possuem dispositivos que garantem resistência a esse efeito (JOHNSON, 1994; CEN, 2004).

### **2.2.2 Ductilidade**

Os conectores de cisalhamento são classificados em duas categorias no tocante à ductilidade: rígidos e flexíveis. Os rígidos não se deformam sob carga e proporcionam uma conexão praticamente sem deslizamento relativo entre o aço e o concreto. Entretanto, o colapso de conexões com esse tipo de conector é caracterizado por ruptura frágil, com esmagamento ou cisalhamento do concreto, o que é indesejável por questões de segurança estrutural. Por outro lado, os conectores flexíveis se deformam sob carga, permitindo o deslizamento relativo entre o aço e o concreto e apresentando ruptura dúctil. Apesar do modo de falha, um conector flexível não é propriamente ideal em

algumas situações porque se deforma sob carga e, portanto, é propenso a fadiga (e.g. o *stud* é um conector flexível que se deforma para cargas de serviço e apresenta baixo desempenho à fadiga). Um conector rígido, por outro lado, tende a não sofrer problemas de fadiga.

Um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo (ou quase nulo) para cargas de serviço e ductilidade em estado limite último. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector flexível são desejáveis em estado limite último.

Um critério comumente aceito hoje para classificação de um conector de cisalhamento quanto à ductilidade é definido pela norma europeia para estruturas mistas, EN 1994-1-1:2004 (CEN, 2004), com base no conceito de deslizamento característico (ver definição no item 2.3.2). Segundo essa norma, um conector de cisalhamento é classificado como dúctil se apresenta deslizamento característico  $\delta_{ik}$  superior a 6,0 mm. Se o conector é dúctil, pode-se admitir que quando o elemento misto é carregado ocorre redistribuição de esforços entre os conectores e que todos eles são mobilizados. Se essa hipótese é válida, os conectores podem ser uniformemente distribuídos sobre o elemento estrutural. Se os conectores são rígidos, a hipótese de redistribuição de esforços não é válida, e sua disposição deve se dar de acordo com o fluxo de cisalhamento atuante na interface entre o aço e o concreto.

### **2.2.3 Metodologia de análise**

A descrição analítica do comportamento de conectores de cisalhamento é complexa. Por essa razão é mais fácil descrever seu comportamento a partir de resultados de ensaios.

Ao avaliar o desempenho de um conector de cisalhamento, duas características são especialmente observadas: a capacidade resistente e a ductilidade. Ambas podem ser conhecidas a partir da relação força×deslizamento, ou seja, a relação entre a força de

cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos componentes de um sistema misto. Essa relação é expressa por uma curva, que pode ser obtida por meio de ensaios em vigas de tamanho real ou, o que é mais comum, a partir de ensaios de cisalhamento direto em modelos de tamanho reduzido, também conhecidos como ensaios *push-out*. Na FIG. 2.1 pode-se observar uma curva força-deslizamento típica.

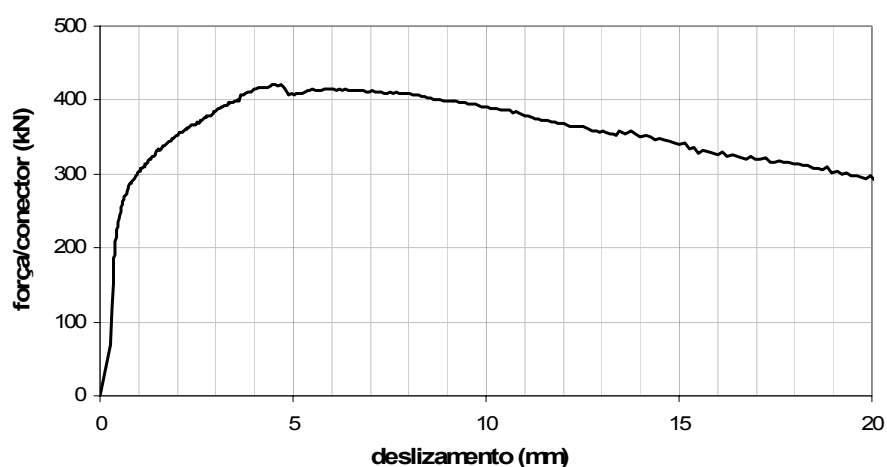


FIGURA 2.1 - Curva força-deslizamento.

A partir da curva força-deslizamento é possível determinar a resistência característica dos conectores ensaiados, bem como classificar seu comportamento quanto à ductilidade. Para os conectores usualmente empregados, essas características já foram determinadas experimentalmente e são padronizadas pelos regulamentos vigentes.

### 2.3 O ensaio *push-out* segundo a EN 1994-1-1:2004

Na FIG. 2.2 é apresentado o esquema de um ensaio *push-out* típico, segundo a EN 1994-1-1:2004, com conectores *stud*.

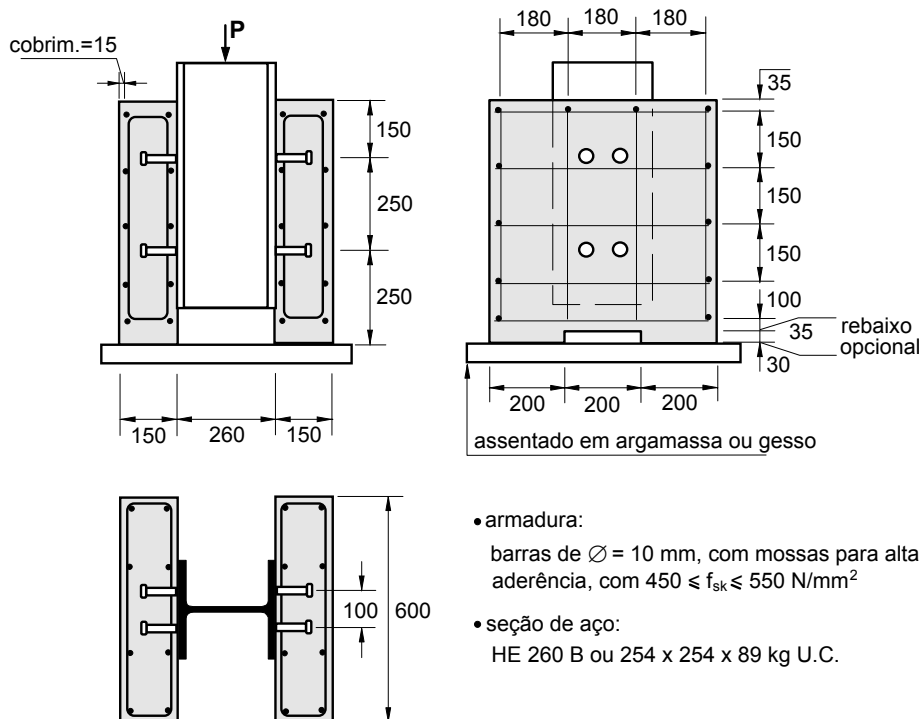


FIGURA 2.2 - Características de um ensaio *push-out* típico com conector *stud*, segundo a EN 1994-1-1:2004.

A norma europeia para estruturas mistas (EN 1994-1-1:2004) estabeleceu uma especificação para o ensaio tipo *push-out*, com o objetivo de promover uma padronização para esses ensaios, que eram realizados de múltiplas formas em diversos lugares do mundo. Atualmente essa especificação é comumente aceita e seguida.

O ensaio *push-out* consiste de duas pequenas lajes de concreto de  $60 \times 65 \times 15$  cm conectadas a um perfil metálico por meio dos conectores de cisalhamento em estudo. Como indicado na FIG. 2.2, um carregamento é aplicado ao perfil, que desliza relativamente às lajes de concreto até ao colapso da conexão. Ao longo do processo de carregamento, registram-se os deslizamentos relativos entre o aço e o concreto, bem como a força atuante, em intervalos de tempo pré-fixados. Ao final do ensaio tem-se um conjunto de pontos para o traçado da curva força-deslizamento.

As variáveis a serem investigadas incluem a geometria e as propriedades mecânicas da laje de concreto, dos conectores de cisalhamento e da armadura da laje.



Na preparação dos modelos, a aderência na interface entre as mesas do perfil de aço e o concreto deve ser eliminada, lubrificando-se a mesa do perfil ou usando outro meio qualquer apropriado. Dessa forma assegura-se que a resistência medida no experimento está associada principalmente ao desempenho do conector.

Para cada betonada um mínimo de quatro corpos de prova de concreto (cilíndricos ou cúbicos) devem ser tomados para a determinação da resistência à compressão, no momento da concretagem dos modelos para os *push-out*. A resistência do concreto  $f_{cm}$  deve ser tomada como a média dos corpos de prova e à época do ensaio deve ser de  $70\% \pm 10\%$  da resistência especificada  $f_{ck}$  das vigas para as quais o ensaio é projetado. Este requisito pode ser atendido usando concreto de um  $f_{ck}$  específico, porém executando os ensaios antes dos 28 dias de cura dos modelos. Os corpos de prova devem sofrer cura normal (cura ao ar<sup>4</sup>).

Deve-se determinar a resistência ao escoamento, a resistência à tração e o alongamento máximo de uma amostra representativa do material do conector.

### 2.3.1 Procedimento de ensaio

A força deve ser aplicada de início em incrementos, até 40% da carga de ruptura estimada, e então oscilada 25 vezes entre 5% e 40% da carga de ruptura estimada. Os incrementos de força subsequentes devem ser aplicados de forma que a ruptura não ocorra em menos de 15 minutos.

O deslizamento longitudinal entre a laje de concreto e a seção de aço deve ser medido continuamente durante o carregamento ou a cada incremento de carga. O deslizamento deve ser medido até que a força aplicada decresça pelo menos 20% em relação à força

---

<sup>4</sup> No anexo F do livro "Designers' Handbook to Eurocode 4", de JOHNSON e ANDERSON (1993), há uma recomendação para manter os corpos-de-prova cilíndricos ao lado dos modelos *push-out*, com cura ao ar. Dessa forma, admite-se que o concreto dos cilindros refletirá a realidade dos modelos de maneira mais coerente do que se fossem curados em câmara úmida.

máxima atingida no ensaio. Para que isso seja possível é necessário que o ensaio seja executado com controle de deslocamentos, de forma que se possa monitorar a evolução do comportamento após a força máxima (fase pós-pico). O ensaio com controle de força pode provocar a ruptura brusca do modelo logo após a carga máxima, impossibilitando qualquer observação na fase pós-pico.

A separação transversal entre a seção de aço e as lajes (*uplift*) também deve ser medida durante o carregamento, tão próximo quanto possível de cada grupo de conectores.

### 2.3.2 Avaliação do ensaio

Se três ensaios em corpos de prova nominalmente idênticos são realizados, e o desvio padrão de qualquer resultado individual não excede 10% da média de todos os ensaios, a resistência característica  $P_{Rk}$  deve ser tomada como a menor carga de colapso (dividida pelo número de conectores) reduzida de 10%.

A capacidade de deslizamento de um corpo-de-prova ( $\delta_u$ ) corresponde ao deslizamento medido para o nível de carga característico, como mostrado na FIG. 2.3. Ou seja, corresponde ao deslizamento máximo no qual o conector ainda suporta 90% de sua resistência característica ao cisalhamento.

A capacidade de deslizamento característico  $\delta_{uk}$  deve ser tomada como o mínimo valor de  $\delta_u$  medido nos ensaios, reduzido de 10%.

A resistência do conector ao *uplift* é verificada da seguinte maneira: a separação transversal entre a seção de aço e as lajes, medida quando os conectores estão sujeitos a 80% da sua carga última, deve ser inferior a 50% do deslizamento longitudinal correspondente. Caso contrário, a capacidade de conexão não é satisfatória.

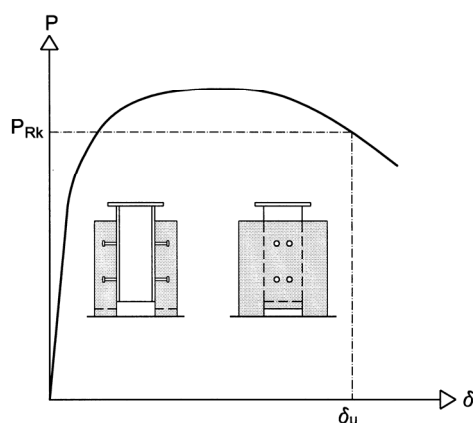


FIGURA 2.3 - Determinação da capacidade de deslizamento  $\delta_u$  num ensaio *push-out* (EN 1994-1-1:2004).

## 2.4 Aspectos relevantes sobre conectores de cisalhamento usuais

Vários conectores de cisalhamento já foram propostos e diversos tipos são usados em estruturas mistas atualmente. No entanto, muitos deles apresentam restrições importantes no que se refere à produção industrial, à instalação e ao próprio comportamento estrutural. Em estruturas de edifícios, os conectores mais utilizados são o *stud* e o perfil U laminado. Em estruturas de pontes são também empregados outros conectores especiais (MARTINEZ CALZÓN e HERRERA, 1978; LEONHARDT *et al.*, 1987; ZELLNER, 1987; GALJAARD e WALRAVEN, 2001; SCHLAICH, 2001; SCHMID, 2001).

### 2.4.1 O conector stud

O conector de uso mais difundido na atualidade é o *stud*, desenvolvido na década de 40 pela *Nelson Stud Welding* (FIG. 2.4). Para pisos mistos, a conexão entre a laje de concreto e o vigamento metálico por meio de conectores *stud* consagrou-se mundialmente. Esse fato deveu-se principalmente à produtividade decorrente da rapidez e da facilidade com que os conectores são aplicados. Além disso, o *stud* pode ser aplicado diretamente sobre a fôrma metálica, no caso de lajes com fôrma de aço incorporada, o que traz uma série de vantagens construtivas, tais como dispensa do escoramento, das fôrmas de madeira e da armadura positiva para a laje (FIG. 2.5).

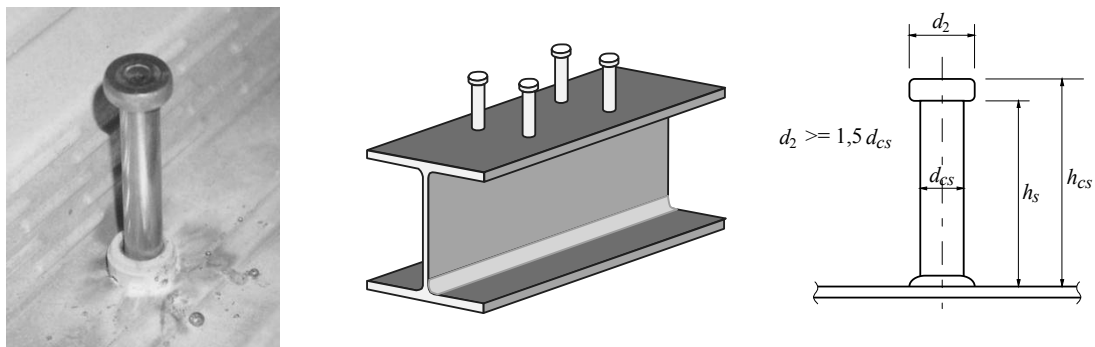


FIGURA 2.4 – Detalhes do conector stud.

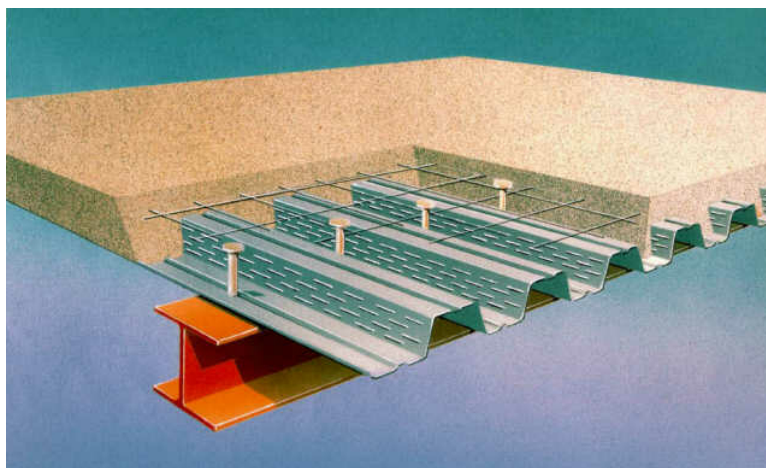


FIGURA 2.5 - Sistema de piso com fôrma metálica (METFORM, 1997)

Não obstante as vantagens mencionadas, várias questões têm sido levantadas ao longo do tempo sobre o desempenho dos conectores *stud* e as dificuldades inerentes à sua instalação. Uma delas diz respeito à confiabilidade da técnica de instalação. A menos que se tomem cuidados especiais, a resistência da solda pode ser afetada adversamente pelas condições climáticas (FIG. 2.6), pelo estado da superfície da fôrma metálica ou pela pintura tanto da fôrma como das vigas (CHIEN e RITCHIE, 1984). Além disso, como um conector *stud* isolado resiste a uma carga relativamente pequena, não raro é necessário dispor uma grande quantidade de *studs* sobre a peça metálica, o que prejudica os trabalhos a serem executados nessa região.

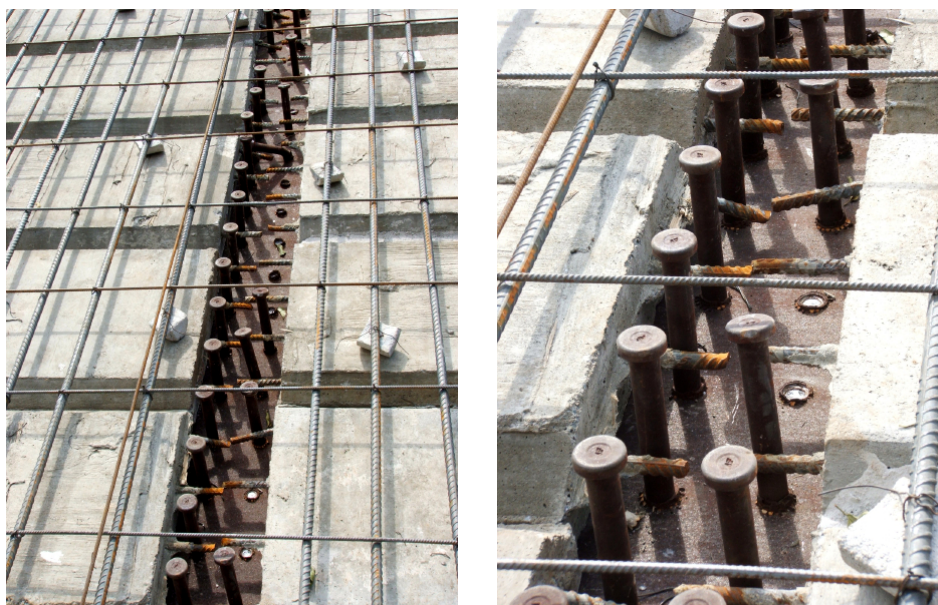


FIGURA 2.6 – Problemas na solda de conectores *stud* (foto do autor).

No contexto brasileiro, a instalação dos *studs* traz consigo alguns fatores complicadores. Um deles é a necessidade de uma máquina de solda especial, que exige um gerador de 225 kVA no canteiro de obras. Além disso, as máquinas de soldar *studs* têm um alto custo e são de difícil aquisição para as empresas de fabricação e montagem de estruturas metálicas, razão pela qual existem apenas umas poucas no Brasil. A necessidade do gerador extra e de uma boa infra-estrutura de energia no canteiro de obras onera o projeto, podendo inclusive inviabilizá-lo, dependendo da sua localização (FIG. 2.7).



FIGURA 2.7 - Sistema para soldagem de conectores *stud* (fotos do autor).

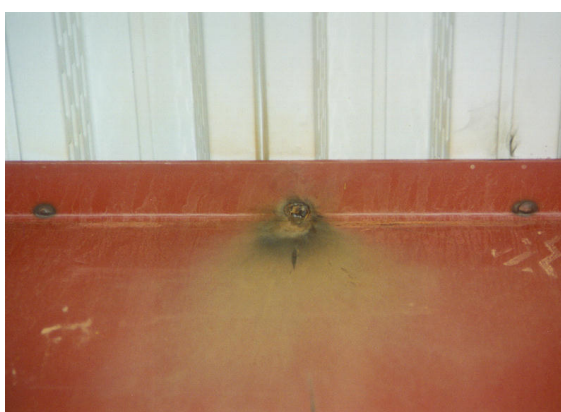




(a) mesa perfurada - vista superior



(b) mesa perfurada - vista inferior

(c) mesas perfuradas – chapa de 6,3 mm e *stud* com 19 mm de diâmetroFIGURA 2.8 – Danos nas chapas decorrentes da soldagem de *studs* (fotos do autor).

Outro problema associado à instalação dos *studs* é o dano em chapas de espessura reduzida resultante do processo de soldagem. Na FIG. 2.8 podem ser visualizadas perfurações em mesas de vigas constituídas por chapas de 6,3 mm de espessura, provocadas pela soldagem de *studs* de 19 mm de diâmetro. Embora o critério da norma brasileira (NBR 8800) esteja sendo atendido (a espessura da mesa é superior ao diâmetro do conector dividido por 2,5), se o soldador não acerta o *stud* rigorosamente em cima da alma da viga, pode ocorrer a perfuração da mesa.

#### 2.4.2 O conector em perfil U

Um outro conector de cisalhamento utilizado no Brasil, em desuso nos países industrializados, é o conector em perfil U laminado, que consiste basicamente de um

pedaço de perfil U laminado cortado, com uma das mesas soldada ao perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal do perfil (FIG. 2.9).

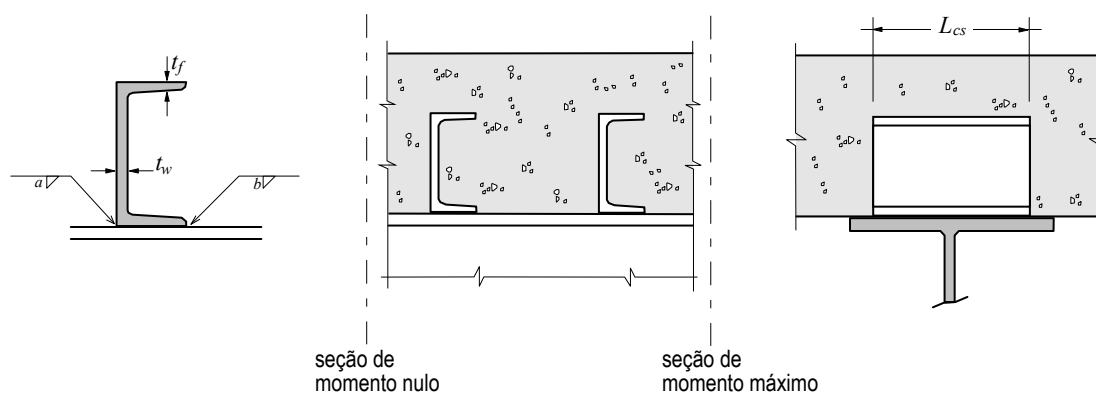


FIGURA 2.9 – Conector em perfil U laminado

Embora o conector em perfil U laminado já seja empregado há algumas décadas, pesquisas recentes têm demonstrado que o perfil U dobrado também pode ser utilizado como conector de cisalhamento (MALITE *et al.*, 1998).

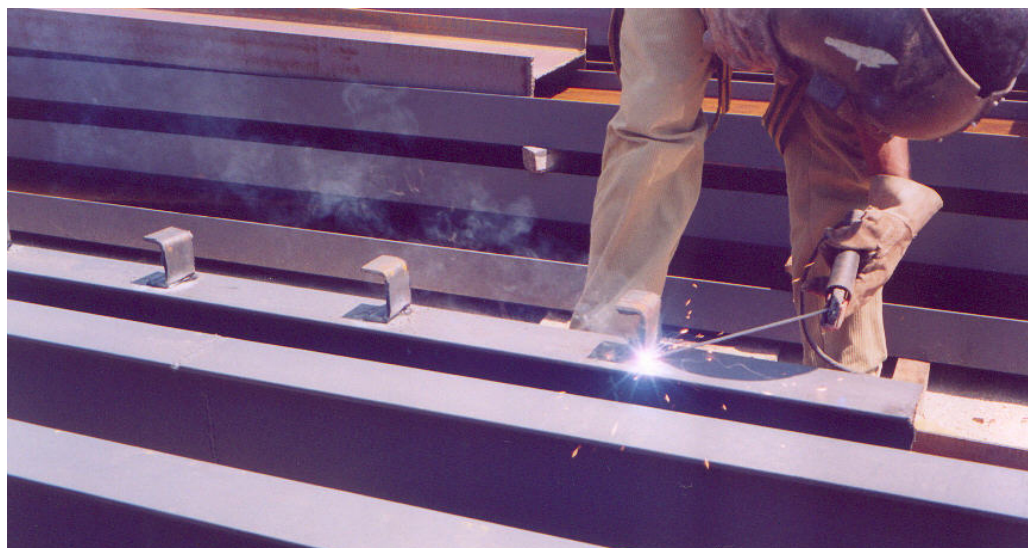


FIGURA 2.10 – Instalação de conectores em perfil U formado a frio.

Algumas dificuldades associadas à utilização do perfil U como conector de cisalhamento:

- em sistemas com pré-laje, geralmente o espaço disponível sobre a mesa da viga metálica é insuficiente para o emprego do perfil U;
- o perfil U é incompatível com a fôrma metálica e geralmente é utilizado em sistemas com laje maciça;
- a produtividade na instalação é baixa.

## 2.5 Desenvolvimentos recentes

### 2.5.1 O conector X-HVB da HILTI

A Hilti Corporation, localizada em Liechtenstein, desenvolveu um tipo de conector de cisalhamento mecânico (FIG. 2.11) que pode ser cravado no perfil metálico por meio de fixadores a pólvora.

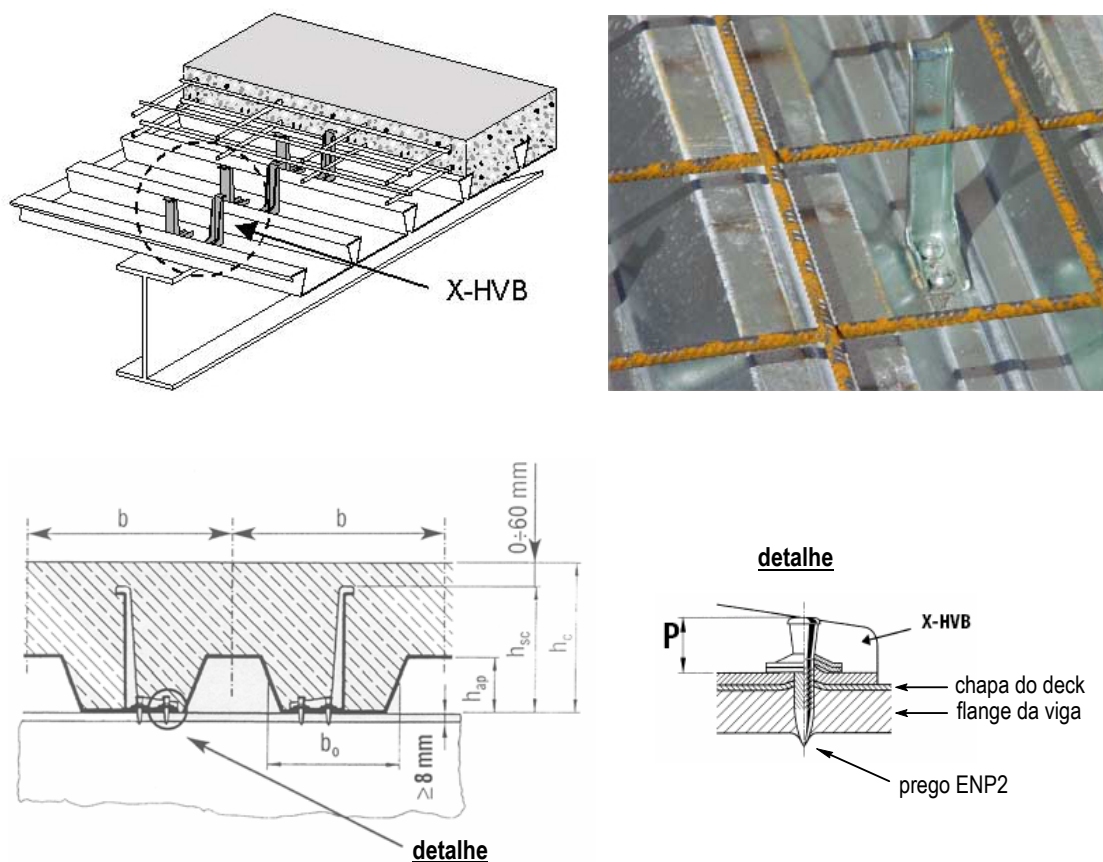


FIGURA 2.11 – Conector X-HVB da Hilti (HILTI, 2000)



A forma de ligação do X-HVB apresenta algumas vantagens: elimina a necessidade de energia elétrica para sua instalação; possibilita a aplicação através da fôrma metálica e não é influenciada pelas condições meteorológicas. O fabricante realizou alguns estudos particulares para averiguar a resistência desses conectores, e alguns ensaios *push-out* foram conduzidos na Europa (CRISINEL, 1987).

Apesar das vantagens mencionadas, o conector X-HVB da Hilti apresenta um custo elevado para o padrão da construção civil brasileira atualmente.

### 2.5.2 Rebite com rosca interna e parafuso sextavado

Na UFMG vem sendo estudado um sistema de conexão inovador, no qual um rebite com rosca interna e parafuso sextavado (FIG. 2.12) é usado como conector de cisalhamento para elementos mistos com perfis formados a frio (OLIVEIRA, 2001). O rebite é instalado no perfil metálico com o auxílio de uma ferramenta a ar comprimido.



FIGURA 2.12 – Rebite com rosca interna e parafuso sextavado (OLIVEIRA, 2001).

### 2.5.3 O conector Perfobond

No final da década de 80, a empresa de engenharia alemã *Leonhardt, Andrä and Partners*, de Stuttgart, estudou o comportamento de vários conectores de cisalhamento rígidos, em busca de uma alternativa aos *studs*, que apresentam baixo desempenho à fadiga<sup>5</sup>. A solução encontrada foi o conector Perfobond (FIG. 1.2), mencionado no Cap. 1.

O Perfobond consiste basicamente de uma chapa plana de aço, com furos circulares, soldada longitudinalmente sobre um perfil metálico, que posteriormente é envolvida por concreto (FIG. 2.13). Os pequenos filetes de solda longitudinais causam menos problemas de tensões residuais por soldagem e problemas de fadiga do que as soldas dos *studs* (ZELLNER, 1987).

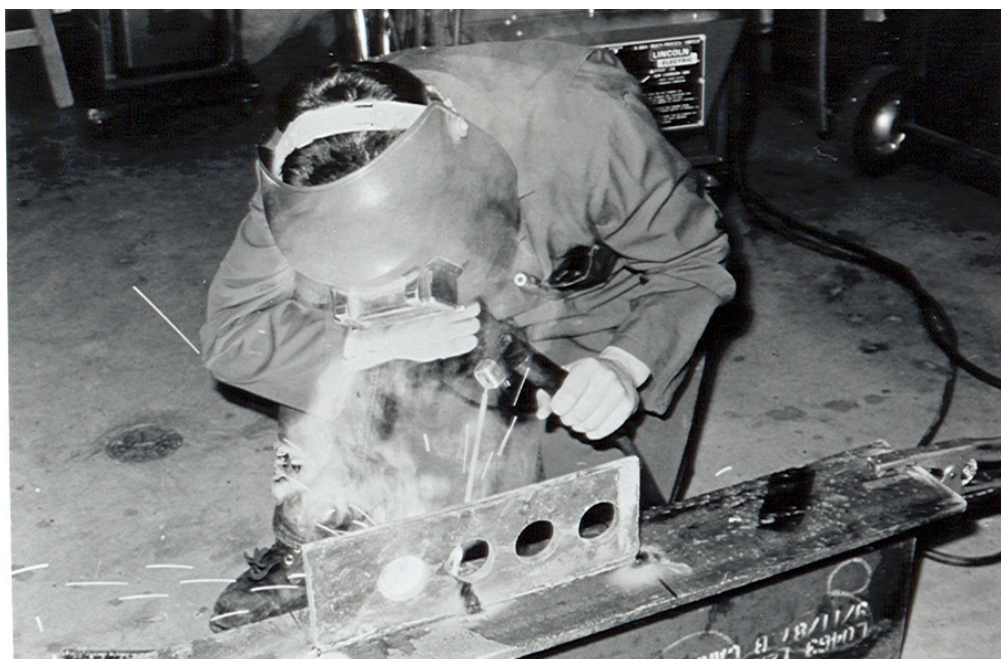


FIGURA 2.13 – Conector Perfobond sendo soldado à mesa de uma viga (OGUEJIOFOR, 1994).

---

<sup>5</sup> O *stud* é um conector flexível e se deforma sob cargas de serviço, sendo propenso a problemas de fadiga (ROBERTS e HEYWOOD, 1994).

Durante o projeto das pontes ferroviárias do Rio Caroni, na Venezuela, e de Nantenbach (FIG. 2.14), na Alemanha, houve uma preocupação por parte dos projetistas com o fato de a sobrecarga de utilização representar uma parcela muito grande do carregamento total, associado ao comportamento típico dos conectores *stud*. Como já mencionado, para que a capacidade dos *studs* seja mobilizada, é necessário que ocorra algum deslizamento na interface aço-concreto, o que em geral se dá para baixos valores de carga. Se a sobrecarga representa uma grande parcela do carregamento atuante, presume-se que numa conexão com *studs* ocorrerá deslizamento para cada ciclo de carregamento. Como consequência, os conectores são submetidos a solicitações cíclicas com variação significativa de tensões, o que pode ocasionar problemas de fadiga (ZELLNER, 1987).

O Perfobond foi idealizado a partir da necessidade de um conector rígido, que para cargas de serviço não permitisse deslizamento relativo significativo entre o aço e o concreto e, ao mesmo tempo, só envolvesse deformações elásticas. Esse conector foi usado pela primeira vez na terceira ponte do Rio Caroni, na Venezuela, em 1987.



FIGURA 2.14 – Ponte sobre o Rio Main, em Nantenbach (Alemanha). Suporta duas linhas de TGV e possui 208 m de vão livre.



O comportamento mecânico do Perfobond está associado a quatro fenômenos principais observados: (a) a resistência ao cisalhamento da laje de concreto; (b) o efeito da armadura transversal na laje; (c) a resistência da própria chapa do conector e (d) a resistência ao cisalhamento do concreto confinado dentro dos furos do conector.

O concreto que flui através dos furos forma pinos virtuais dentro da peça, com dois planos de corte (FIG. 2.15), que proporcionam resistência ao cisalhamento na direção longitudinal e evitam que a laje de concreto se separe verticalmente da viga metálica. Assim, não há necessidade de uma cabeça de ancoragem, como ocorre com os conectores *stud* (FIG. 2.4). A rigidez da conexão é maior do que a oferecida pelo *stud*, praticamente eliminando o deslizamento e a fissuração do concreto para cargas de serviço (FIG. 2.16).

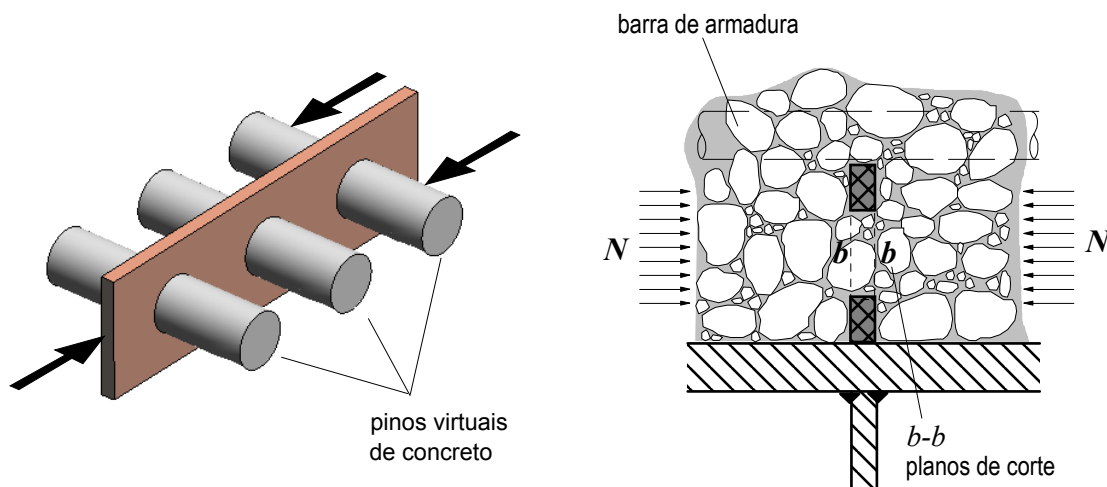


FIGURA 2.15 – Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto, em dois planos de corte, nos furos do Perfobond.

Na FIG. 2.16 são mostradas duas curvas força-deslizamento, uma para o Perfobond e outra para o *stud*, evidenciando as diferenças de comportamento entre um e outro. O Perfobond proporciona uma conexão rígida para cargas de serviço e exibe um comportamento dúctil em estado limite último.

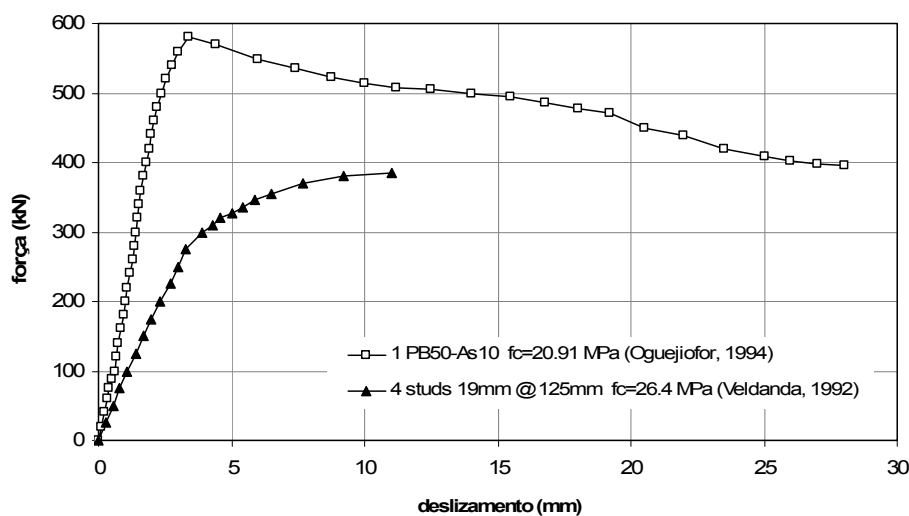


FIGURA 2.16 – Relação força-deslizamento para o Perfobond e para o *stud*.

Embora o Perfobond apresente comportamento rígido para cargas de serviço e dúctil em estado limite último, resultados de ensaios demonstram que seu deslizamento característico não é suficiente para caracterizar a conexão como dúctil para efeito de projeto (KRAUS e WURZER, 1997; STUDNICKA, 2000; VALENTE e CRUZ, 2002). Como consequência disso, não se pode admitir no projeto que a seção mista seja idealmente plástica, ou seja, que haja redistribuição de esforços entre os conectores.

## 2.6 O efeito de pino no concreto

Em ensaios com conectores perfurados, se o conector resiste intacto ao processo de carregamento, observa-se falha por esmagamento do concreto no interior dos furos (FIG. 2.17), acompanhada de cisalhamento em dois planos de corte coincidentes com as superfícies laterais do conector. O concreto no interior dos furos simula a existência de um pino sujeito tanto ao cisalhamento como à intensa compressão local (FIG. 2.15). Um estudo desse fenômeno é apresentado por KRAUS e WURZER (1997).

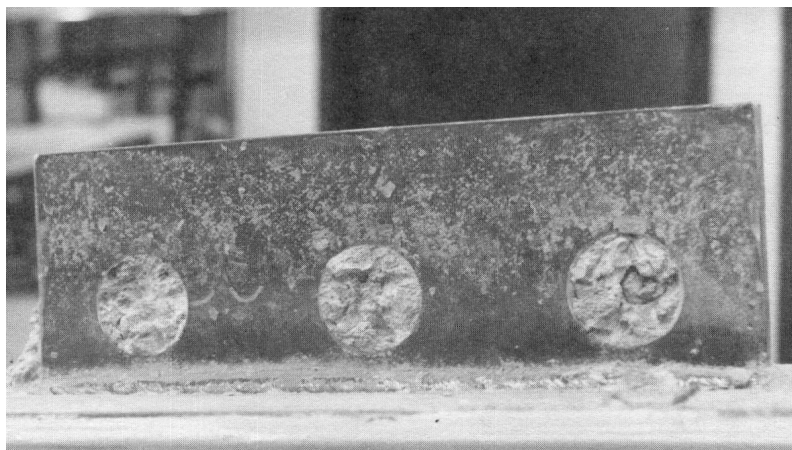


FIGURA 2.17 – Detalhe do conector após o colapso e o efeito de pino no concreto (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1995).

Em modelos desmontados e analisados após a ruptura, foram observadas cunhas de concreto completamente esmagado, próximas à superfície de contato com a parede dos furos do conector. O esforço atuante na ligação é transferido da chapa de aço para o concreto por meio de uma força de compressão extremamente intensa, numa área restrita, que atua na superfície de contato dos furos. A área onde a força se distribui no pino de concreto pode ser separada em duas partes principais, chamadas zona A e zona B (FIG. 2.18).

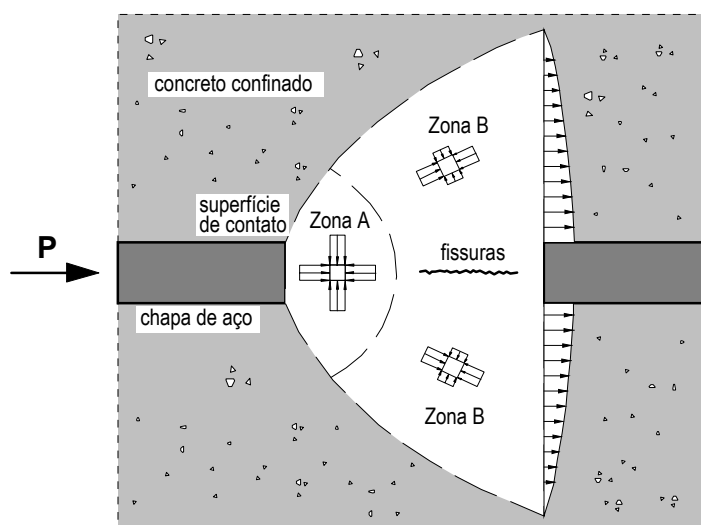


FIGURA 2.18 – Carregamento num pino de concreto (KRAUS e WURZER, 1997).

Na zona A o concreto é confinado, ficando submetido à compressão triaxial. Nessa região, a capacidade do concreto de suportar esforço e deformação depende principalmente da estrutura porosa da argamassa de cimento. Acima da carga crítica, o concreto sofre poro-colapso, na medida em que ocorre o esmagamento das paredes dos poros na pasta de cimento, decorrente da compressão triaxial, formando uma massa compacta. Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal, responsáveis pela formação de fissuras no concreto, paralelas à força de cisalhamento (FIG. 2.18).

Um estado limite é atingido quando os poros na zona A são completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto, impossibilitando qualquer redução de volume a partir de um determinado ponto. O material pulverizado causa um estado de pressão quase-hidroestático no concreto confinado, que pode conduzir à separação da laje em duas metades e finalmente ao escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas aos pinos (KRAUS e WURZER, 1997).

Resultados de ensaios demonstram que existe uma relação praticamente linear entre a resistência à compressão do concreto e a resistência ao cisalhamento dos pinos (KRAUS e WURZER, 1997). Observa-se também que a armadura transversal, o diâmetro dos furos e a espessura da chapa do conector influenciam na resistência última da conexão. Quanto maiores os furos, a ruptura do concreto por compressão na região de contato com a parede de furo se dá sob tensões um pouco menores, embora a capacidade última aumente. À medida que a dimensão dos furos aumenta, sua forma deixa de ter influência relevante no comportamento (KRAUS e WURZER, 1997).

Quanto maior o diâmetro dos pinos, maior é a ductilidade das conexões com conectores perfurados (ver FIG. 2.19).

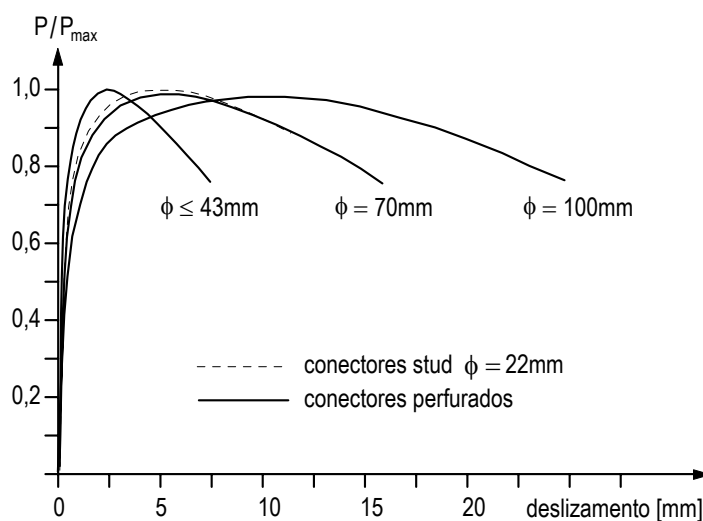


FIGURA 2.19 – Relações força-deslizamento para conectores Perfobond (KRAUS e WURZER, 1997).

## 2.7 Resultados experimentais de outros autores

O Perfobond originalmente desenvolvido por LEONHARDT *et al.* (1987) consistia de uma chapa contínua de pequena altura ( $h=60$  mm), soldada sobre a mesa do perfil metálico, com furos circulares de 40 mm de diâmetro (FIG. 2.20). Essa configuração foi concebida para aplicação em vigas mistas de pontes, em que as lajes possuem espessura maior, para que as barras de armadura transversal passassem por cima da chapa do Perfobond (ZELLNER, 1987), como indicado na FIG. 2.15.

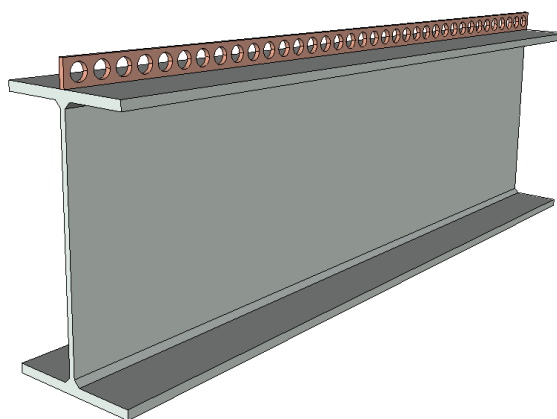


FIGURA 2.20 – Conector Perfobond contínuo (LEONHARDT *et al.*, 1987).



LEONHARDT (1987), ZELLNER (1987) e ANDRA (1990) empreenderam uma investigação particular, na qual alguns modelos com Perfobond foram ensaiados com o objetivo de averiguar o desempenho do conector. Entretanto, até o início da década de 90 ainda não havia sido conduzido um programa experimental que visasse uma avaliação mais ampla do comportamento estrutural do Perfobond.

O primeiro protótipo de Perfobond ensaiado consistia de uma chapa contínua, como a da FIG. 2.20, com 10 mm de espessura, furos de 40 mm e altura de 60 mm. A distância entre as bordas de dois furos adjacentes era de apenas 10 mm (FIG. 2.21). O modo de colapso desse conector foi caracterizado pela ruptura da chapa de aço nos trechos entre furos, para uma carga última da ordem de 1350 kN (ZELLNER, 1987). A partir desse resultado, os pesquisadores aumentaram a distância entre furos de 10 para 15 mm, e a espessura da chapa de 10 para 12 mm. O colapso então passou a se dar por ruptura dos pinos de concreto, para cargas da ordem de 1870 kN ( $f_c \approx 38$  MPa em c.p. cúbico).

A ruptura no concreto é preferível, ao invés da ruptura do conector, pois se este permanece íntegro as lajes ainda mantêm um alto grau de redundância estrutural. Mesmo após a falha dos pinos de concreto, as lajes ainda retêm grande resistência ao cisalhamento devido ao enorme atrito entre as superfícies de concreto fissurado, que se mantêm pressionadas umas contra as outras pela armadura transversal.

Na FIG. 2.21 é mostrado um esquema dos modelos utilizados nos ensaios *push-out* com o Perfobond original. As lajes possuíam 20 cm de espessura e, para impedir sua abertura horizontal, empregava-se uma contenção lateral. Um pedaço de ISOPOR (poliestireno expandido) à frente do conector eliminava a resistência frontal, já que o objetivo era avaliar a capacidade do perfobond contínuo.

A partir do início da década de 90, outros pesquisadores empreenderam estudos diversos, nos quais consideraram novas configurações do Perfobond, inclusive visando sua aplicação em sistemas de pisos de edifícios. Foram admitidos vários protótipos com altura maior que a do Perfobond original, com furos de diâmetro em torno de 50 mm,

que possibilitavam a passagem de barras de armadura pelo seu interior. Vários desses estudos foram conduzidos na Universidade de Saskatchewan, no Canadá (VELDANDA e HOSAIN, 1991, 1992; OGUEJIOFOR, 1990, 1994; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1992, 1994, 1995, 1997; QUDDUSI, 1994). Outras pesquisas sobre o Perfobond também foram realizadas na Alemanha (KRAUS e WURZER, 1997; HAUKE, 2005), na Austrália (ROBERTS e HEYWOOD, 1992), na República Tcheca (STUDNICKA *et al.*, 2000), no Japão (NISHIDO, 2000; USHIJIMA *et al.*, 2000), no Brasil (FERREIRA, 2000), em Portugal (VALENTE e CRUZ, 2002) e nos Estados Unidos (MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002). Alguns aspectos relevantes constatados nesses estudos são comentados adiante.

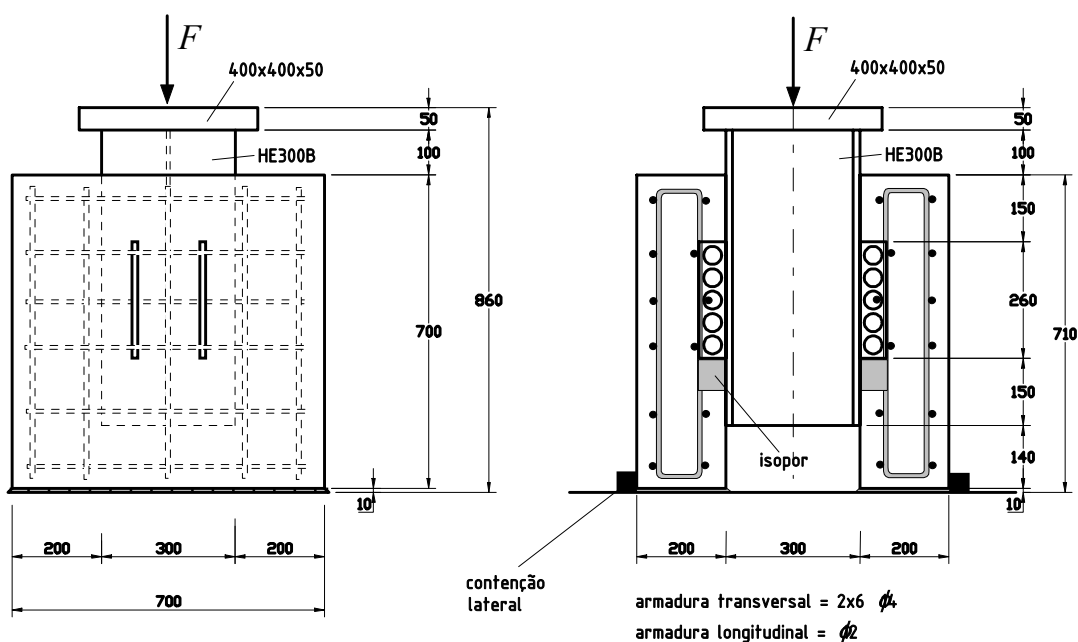


FIGURA 2.21 – Configuração dos modelos ensaiados por Leonhardt *et al.* (1987).

VELDANDA e HOSAIN (1991, 1992) conduziram um extenso programa experimental na Universidade de Saskatchewan, no Canadá, em que realizaram 48 ensaios tipo *push-out* com Perfobond descontínuo e *studs*. Nesse programa, testaram modelos com laje maciça e laje com forma de aço incorporada. Os resultados elucidam vários aspectos interessantes sobre o comportamento do Perfobond e as diversas variáveis que o

influenciam. Na FIG. 2.22 são mostradas as quatro variações do Perfobond utilizadas nos ensaios realizados por VELDANDA (1991).

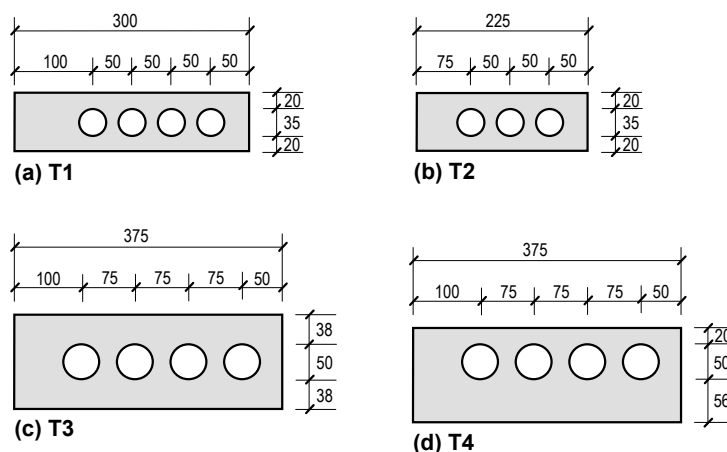


FIGURA 2.22 – Tipologia dos conectores Perfobond ensaiados por VELDANDA (1991).

Todos os conectores possuíam espessura de 12 mm. Os tipos T1 e T2 possuíam uma configuração mais próxima do Perfobond original, qual seja, altura pequena e furos de 35 mm. Já os tipos T3 e T4 possuíam altura maior (126 mm) e furos de 50 mm. Os conectores menores (T1 e T2) foram usados em modelos com lajes de 100 mm de espessura e os maiores (T3 e T4), em outros com lajes de 150 mm de espessura. Também foram ensaiados modelos com *studs* de 16×75 mm, em lajes com 100 mm de espessura, e de 19×125 mm, em lajes com 150 mm de espessura.

Em alguns modelos com Perfobond, barras de armadura transversal foram dispostas passando por dentro dos furos dos conectores. Em outros modelos similares essa armadura não foi utilizada.

Para os modelos com lajes de 100 mm, os resultados indicaram que um Perfobond tipo T1 apresenta resistência equivalente à de cinco *studs* de 16×75 mm. Um conector tipo T2 tem resistência equivalente a quatro *studs* de 16×75 mm. Para os modelos com lajes de 150 mm, um Perfobond tipo T3 suportou carga equivalente à de seis *studs* de 19×125 mm.

Observou-se um aumento notável na capacidade da conexão quando barras de armadura adicionais foram dispostas passando por dentro dos furos do conector. Esse acréscimo de armadura resultou em ganho de 50% de resistência nos modelos com lajes de 100 mm e 40% nos modelos com lajes de 150 mm. A quantidade de armadura usada em todos os modelos foi a mesma. Logo, como as lajes possuíam espessuras diferenciadas, a taxa de armadura era diferente.

Nos modelos com *studs* o colapso acontece por corte do fuste na base do conector. Nos modelos com Perfobond o colapso é iniciado pela formação de uma fissura longitudinal nas lajes, ao longo da linha do conector, seguida de esmagamento do concreto à frente do conector.

Os modelos com Perfobond apresentaram grande rigidez sob cargas de serviço, em relação àqueles que possuíam *studs*. Entretanto, apresentaram ductilidade menor do que os que tinham *studs*. Depois que a carga máxima é atingida, os modelos com Perfobond ainda são capazes de resistir a uma parcela considerável da carga máxima para deslizamentos razoáveis. VELDANDA (1991) comenta que mesmo após o colapso dos pinos e do esmagamento da laje à frente do conector o atrito entre as superfícies de concreto fissurado continuam a proporcionar resistência ao cisalhamento. Essa característica deste tipo de conexão é fundamental para a redistribuição de esforços em estado limite último.

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1992) publicaram resultados de seis ensaios em vigas mistas de tamanho real, sendo três com Perfobond e as outras três com *studs*, para comparação do comportamento e da capacidade última. Esse trabalho teve por objetivo avaliar a aplicabilidade do conector Perfobond em sistemas de piso mistos em edifícios. Os resultados obtidos indicam que o Perfobond é uma alternativa viável ao conector *stud*.

As vigas com Perfobond se mostraram ligeiramente mais rígidas que as similares com *studs*. As deformações medidas nas primeiras são um pouco menores que as medidas nessas últimas.

O modo de colapso observado em todos os modelos com Perfobond foi a ruptura longitudinal da laje seguida de esmagamento do concreto nas zonas imediatamente à frente dos conectores. Os resultados indicaram que se for empregado um maior número de conector Perfobond de tamanho menor a concentração de tensões de compressão no concreto pode ser reduzida. Dessa forma, o esmagamento pode ser retardado, resultando em maior resistência última. Não obstante, o uso de conectores menores, e em maior quantidade, aumenta os custos de fabricação consideravelmente.

Posteriormente, OGUEJIOFOR (1994) realizou 40 ensaios *push-out* com conector Perfobond em laje maciça, para avaliar os efeitos do número de furos no conector, do espaçamento entre furos, da armadura transversal e da resistência do concreto. Nessa série de experimentos utilizaram seis geometrias diferentes de conectores Perfobond (ver FIG. 2.23). Todos os conectores possuíam espessura de 13 mm e furos com 50 mm de diâmetro. Na FIG. 2.24 está representada a tipologia dos corpos de prova ensaiados. Na maioria dos corpos de prova com armadura transversal as barras foram dispostas passando fora do conector Perfobond. Havia também modelos sem nenhuma armadura transversal.

Esse trabalho revelou diversos aspectos importantes sobre a relação da resistência do conector com o espaçamento entre os furos, com a taxa de armadura, com a resistência do concreto e com o número de furos. Esses aspectos são discutidos na seção 2.8.

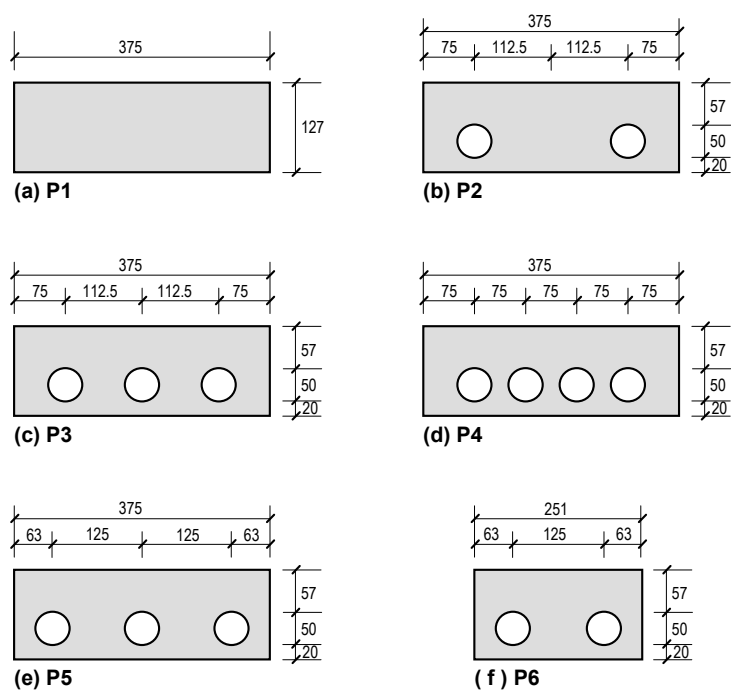


FIGURA 2.23 – Tipologia dos conectores ensaiados por OGUEJIOFOR (1994).

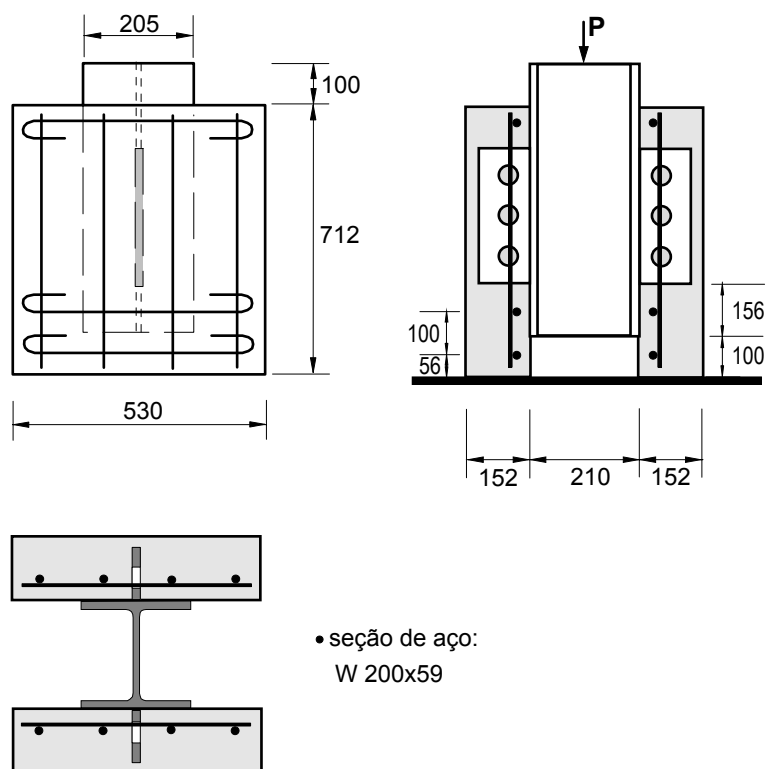


FIGURA 2.24 – Configuração dos modelos ensaiados por OGUEJIOFOR (1994).

Em 1995, OGUEJIOFOR e HOSAIN publicaram resultados de outros seis ensaios com vigas de tamanho real, desta feita todos com Perfobond. O objetivo estabelecido era comparar a resistência dos conectores obtida nesses ensaios com aquelas obtidas dos modelos *push-out*. Em três dos seis modelos foi utilizado um Perfobond com três furos de 50 mm, conforme o tipo P5 da FIG. 2.23. Os outros três foram montados com conectores de dois furos, tipo P6 (ver FIG. 2.23)A. Nos três primeiros modelos a taxa de armadura foi variada. Dois outros modelos foram usados para averiguar o desempenho de mais conectores Perfobond com comprimento menor. O último modelo continha armadura passando por dentro dos furos do conector. Esses ensaios demonstraram que um aumento na taxa de armadura transversal de 0,11 para 0,20% resultou num ganho de 10% na resistência última da viga. Os modelos com o Perfobond menor (de dois furos) apresentaram capacidade de carga 11% superior à dos modelos com o conector maior (de três furos). O modelo com armadura passante apresentou resistência 8,4% superior ao seu par sem armadura passante, mantendo-se a taxa de armadura transversal igual nos dois. A capacidade resistente experimental das vigas foi em média 11% maior do que as previstas com base nos resultados dos ensaios *push-out*.

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997) apresentaram um modelo numérico relativamente simples, construído com o software ANSYS, que representa o comportamento do conector Perfobond num ensaio *push-out*. O principal objetivo desse trabalho foi estabelecer expressões generalizadas para estimar a capacidade do conector, a partir dos resultados produzidos com o modelo numérico. Entretanto, a abordagem é limitada. O modelo numérico apresentado adota uma malha relativamente grosseira, devido a limitações da versão do ANSYS utilizada, e é capaz de estimar a capacidade resistente mas não o deslizamento.

KRAUS e WURZER (1997a) realizaram um extenso programa experimental na Universidade das Forças Armadas Alemãs, no qual foram feitos 42 ensaios *push-out* com o conector Perfobond. Os resultados desses ensaios demonstraram a influência do diâmetro e da forma dos furos na resistência dos pinos de concreto e na ductilidade da conexão. No mesmo ano, os mesmos autores propuseram um modelo numérico para

análise não-linear do efeito de pino no concreto por elementos finitos (KRAUS e WURZER, 1997b).

FERREIRA (2000) apresenta resultados de 08 ensaios *push-out* com Perfobond, realizados na PUC do Rio. Nesse trabalho também é apresentado um ensaio com um modelo de tamanho real de um pórtico plano semi-rígido misto com Perfobond. As dimensões dos conectores são compatíveis com aquelas adotadas por OGUEJIOFOR (1994).

NISHIDO *et al.* (2000) publicaram resultados de ensaios *push-out* e ensaios de flexão em vigas, visando o estudo da capacidade resistente do Perfobond para vigas mistas de pontes. Nesse trabalho avaliaram a influência da espessura da chapa do conector, da armadura transversal, do número de furos no conector e sua direção em relação ao tráfego de veículos. Também propuseram um modelo numérico pelo método dos elementos finitos.

STUDNICKA *et al.* (2000) publicaram resultados de 61 ensaios *push-out*, em que foram testados dois tipos de conectores Perfobond contínuos. Um conector menor, com furos de 32 mm e chapa de 10 mm de espessura, proposto para sistemas de piso de edifícios, e outro maior, com furos de 60 mm e chapa de 12 mm de espessura, proposto para pontes. O conector menor foi testado em duas versões: uma de pequena altura, para lajes de edifícios comuns, e uma outra versão em que os furos são mais elevados (ficam mais distantes do perfil metálico), para ser utilizada em pavimentos montados com pré-laje de concreto (os furos ficam acima da pré-laje). Também avaliaram o comportamento de dois conectores em paralelo sobre a viga em relação a um conector isolado. O conector maior foi avaliado em alguns modelos com concreto normal e outros com concreto leve. Nesse trabalho também são propostas expressões para determinação da resistência dos conectores.



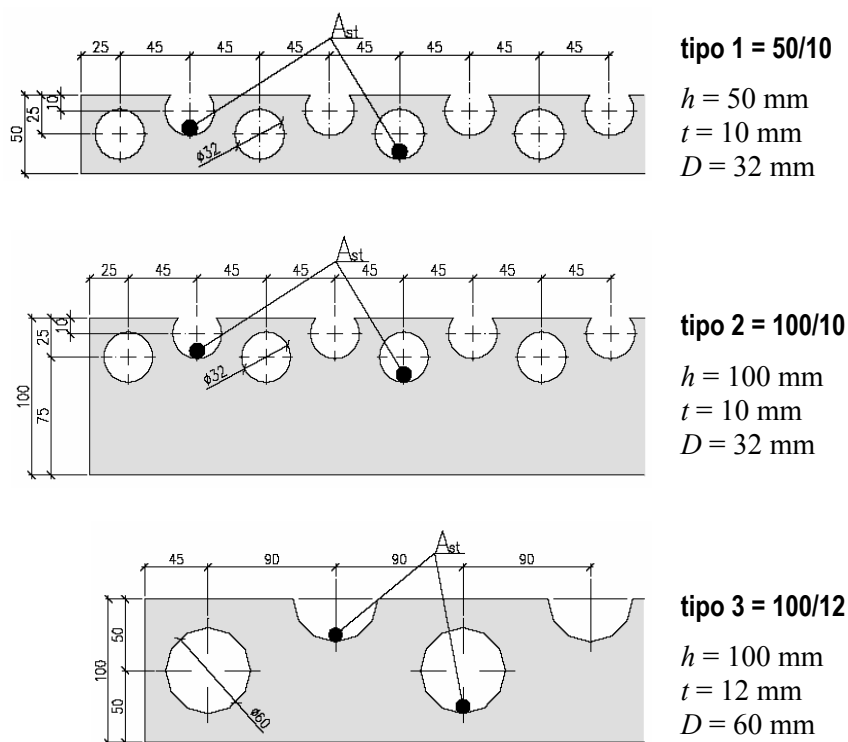


FIGURA 2.25 – Conectores ensaiados por STUDNICKA *et al.* (2000).

GALJAARD e WALRAVEN (2001) apresentam resultados de ensaios *push-out* com alguns tipos de conectores de cisalhamento, realizados no Laboratório de Stevin. Os ensaios incluem avaliações de modelos com: concreto de alta resistência, concreto com adição de fibras de aço e concreto com agregado leve. Nesse estudo foram feitos ensaios com studs de 19 mm e com Perfobond e com mais três tipos alternativos de conectores: um conector Perfobond sinuoso, um conector formado por uma tira de aço ondulada e um conector constituído por um perfil T.

GALJAARD e WALRAVEN (2001) levantam duas desvantagens com relação ao emprego de conectores stud em pontes mistas com concretos de alta resistência. Uma delas provém do fato da norma européia não contemplar o projeto de conexão mista para concretos com resistência na faixa de 50 MPa. A outra está ligada ao fato de que para concretos com resistência acima de 30 MPa o colapso da conexão com studs é governado pelo corte do conector. Portanto, para concretos mais resistentes a conexão com stud não esgota a capacidade resistente da laje.

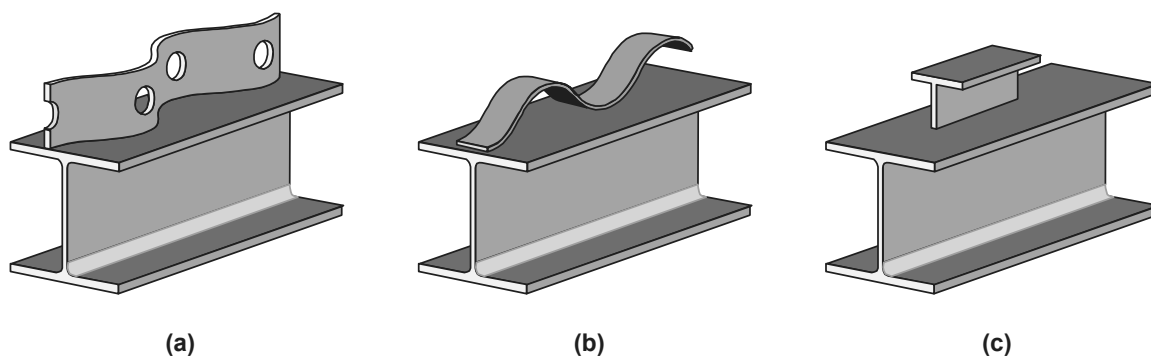


FIGURA 2.26 – Conectores alternativos ensaiados por GALJAARD e WALRAVEN (2001): a) Perfobond sinuoso; b) tira ondulada; c) perfil T.

O Perfobond sinuoso (FIG. 2.26a) ensaiado por GALJAARD e WALRAVEN (2001) possuía 100 mm de altura, espessura de 8 mm, 5 furos de 50 mm e uma onda e meia com amplitude de 110 mm. O conector foi soldado com filetes de 5 mm de ambos os lados da chapa. A tira ondulada possuía largura de 50 mm, espessura de 6 mm e duas ondas com amplitude de 110 mm (FIG. 2.26b). O perfil T tinha 120 mm de altura, 300 mm de comprimento e foi soldado com dois filetes de 6 mm (FIG. 2.26c).

GALJAARD e WALRAVEN (2001) idealizaram o conector T a partir de uma observação feita por OGUEJIOFOR (1994) de que uma parcela significativa da resistência do Perfobond descontínuo se deve à pressão de contato entre o concreto e o conector na face frontal do conector. O objetivo era avaliar o desempenho do T, que possui uma área frontal superior à de um perfobond de mesma altura.

Os resultados observados por GALJAARD e WALRAVEN (2001) indicaram que o conector T possui resistência equivalente à do Perfobond, porém apresenta ductilidade superior. Os modelos com Perfobond sinuoso apresentaram resistências superiores aos modelos com Perfobond normal (em chapa plana). Constatou-se também que em concreto leve todos os tipos de conexão testados apresentam ductilidade superior à que se observa nos modelos com concreto de densidade normal.

HEGGER *et al.* (2001) apresentam um estudo sobre a ductilidade de conectores de cisalhamento quando se usam aços de alta resistência e concretos de alta resistência. Durante esse estudo conduziram uma série de ensaios de cisalhamento direto para determinar a capacidade resistente e a ductilidade de conectores stud comumente utilizados com concretos de alta resistência, e de alguns conectores alternativos incluindo conectores em perfil T e em chapa contínua (FIG. 2.27). Os resultados obtidos confirmam a grande ductilidade em estado limite último dos conectores em chapa contínua e indicam um desempenho superior do conector T inclinado em relação ao T usual. Infelizmente as informações fornecidas nesse trabalho são incompletas. Nem todos os resultados obtidos são informados e a resistência do concreto de cada modelo é omitida. Os autores recomendam a consulta ao relatório experimental.

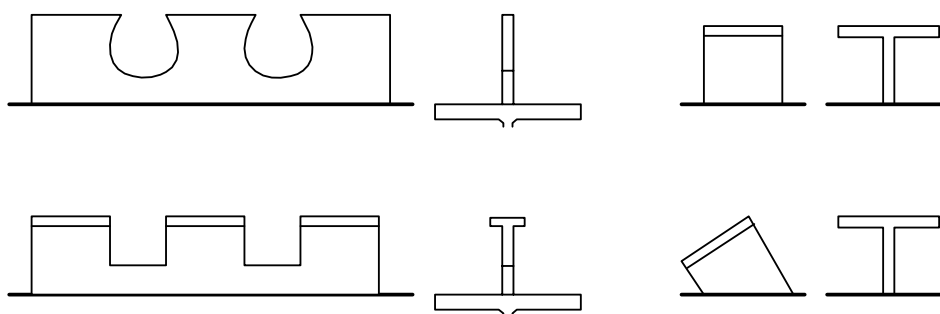


FIGURA 2.27 – Conectores alternativos ensaiados por HEGGER *et al.* (2001): a) chapa contínua com aberturas arredondadas; b) chapa contínua em T com aberturas retangulares; c) perfil T; d) perfil T inclinado.

POOT (2001) apresenta resultados de ensaios com conector Perfobond, com vistas à aplicação em pontes ferroviárias mistas com lajes pré-moldadas de concreto protendido. Nesse trabalho é apresentada uma variação do Perfobond contendo uma linha de dentes acima da linha de furos convencional, cuja função é permitir a passagem dos cabos de protensão na fase de pré-moldagem. A parte dentada do conector fica imersa no concreto da laje, enquanto a parte perfurada fica exposta, aguardando a fixação posterior a um perfil metálico da meso-estrutura da ponte.

SCHLEICH (2001) e SCHMID (2001) apresentam um estudo sobre conectores de cisalhamento tipo dentes de serra (*saw-tooth connectors*), desenvolvidos para transferir forças de grande magnitude para a laje de concreto em tabuleiros de pontes e passarelas. A partir de análise de tensões usando modelos com elementos finitos, ajustaram uma geometria para o conector.

USHIJIMA *et al.* (2001) realizou um programa experimental com o conector Perfobond, visando investigar a influência de algumas variáveis não suficientemente investigadas até então, tais como: (a) espessura da chapa do conector; (b) distância transversal entre conectores em paralelo; (c) presença de armadura passante e (d) diâmetro dos furos. A partir dos resultados obtidos nesse programa, propõe-se duas expressões para a resistência do Perfobond: uma para quando há armadura passando dentro dos furos e outra para a situação sem essa armadura. Um outro aspecto importante desse trabalho é uma avaliação crítica de diversas expressões existentes para cálculo da resistência do Perfobond, apresentando um histórico de como alguns parâmetros foram sendo introduzidos nessas expressões, a partir da constatação da sua influência na capacidade do conector.

MEDBERRY e SHAROOZ (2002) apresentaram resultados de um estudo experimental com Perfobond, no qual realizaram 30 ensaios *push-out* na Universidade de Cincinnati (EUA). Esse estudo visou a avaliação do comportamento do Perfobond para pontes, além da avaliação da equação semi-empírica proposta por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) para a resistência do conector. Os ensaios deram resultados abaixo dos valores calculados com a equação de OGUEJIOFOR. MEDBERRY e SHAROOZ (2002) propuseram, então, uma outra equação que, segundo eles, apresenta melhor correlação com o conjunto dos resultados dos ensaios feitos em Cincinnati e em Saskatchewan. Curiosamente, MEDBERRY e SHAROOZ (2002) admitiram no seu estudo pelo menos três elementos questionáveis: utilizaram modelos com dimensões bem diferentes das usadas por OGUEJIOFOR (1994) para comparar resultados; tomaram como referência a equação proposta por OGUEJIOFOR em 1994, quando já havia uma equação mais

consistente publicada em 1997; introduziram na equação uma parcela de resistência relativa à adesão química entre o concreto e o aço<sup>6</sup>.

TRISTÃO (2002) apresenta um estudo do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento. O estudo inclui a simulação numérica dos conectores tipo pino com cabeça (*stud*) e perfil “U” formado a frio, a partir de um modelo do ensaio *push-out*. Os resultados são confrontados com valores obtidos em ensaios. Os modelos numéricos propostos, com base no Método dos Elementos Finitos, permitem análises considerando não-linearidade física e geométrica e apresentam como variáveis de interesse o número de conectores na laje de concreto, a quantidade de armadura, o diâmetro do conector *stud*, a resistência do concreto, e a espessura e a posição de soldagem do conector tipo perfil “U” formado a frio.

VALENTE e CRUZ (2002) apresentaram resultados de *push-outs* com *studs*, Perfobond e perfil T em modelos com lajes de concreto leve. Constataram uma série de aspectos importantes associados ao concreto leve em relação ao concreto normal. Também avaliaram a adequação das duas equações propostas por OGUEJIOFOR (1994, 1997) para concreto leve. Os resultados obtidos com as equações de OGUEJIOFOR não são bons e os autores sugerem a necessidade de propor uma nova equação capaz de estimar a resistência do Perfobond em concreto leve com maior acurácia.

Há diversos trabalhos publicados, reportando resultados de ensaios com conectores *stud*, que eventualmente podem ser considerados para efeito de comparação de resultados. Dentre eles, citam-se: OLLGAARD *et al.* (1971); OEHLERS e JOHNSON (1987); ROBERTS e HEYWOOD (1992) e JAYAS e HOSAIN (1998).

O modo de colapso em conexões com conectores *stud* é bem conhecido e é caracterizado pela ruptura por cisalhamento na base do conector, na região de ligação com o perfil metálico. A laje de concreto permanece intacta com pequena ou nenhuma fissuração superficial (VELDANDA e HOSAIN, 1992). Esse modo de ruptura é o mais

---

<sup>6</sup> Geralmente não se admite essa parcela de resistência nas conexões mistas, por ser de natureza muito variável; sua estimativa é temerária.

desejável para os *studs* pois é a condição em que o conector pode contribuir com a máxima resistência ao cisalhamento (JAYAS e HOSAIN, 1988).

## **2.8 Aspectos importantes dos resultados de ensaios com Perfobond**

### **2.8.1 Modo de ruptura**

A conexão ao cisalhamento com Perfobond pode sofrer colapso de duas formas distintas: ou a ruptura se dá pelo concreto, deixando o conector relativamente intacto, ou rompe o próprio conector. No primeiro caso, a resistência ao cisalhamento da conexão irá depender das propriedades do concreto, da geometria da laje e de como a força de compressão transmitida pelo conector irá se distribuir pela laje. No segundo caso, a resistência dependerá das propriedades do material do conector, sua geometria, tamanho e forma. Em ambos os casos o mecanismo de falha é influenciado pela resistência e pela rigidez relativas entre o concreto e o conector, associadas ao grau de confinamento do concreto na vizinhança do contato frontal entre a laje e o conector (OGUEJIOFOR, 1994). O ideal é que a capacidade do conector e a do concreto sejam esgotadas mais ou menos ao mesmo tempo (OEHLERS e PARK, 1992).

Há uma similaridade muito grande entre os modos de falha observados nos ensaios *push-out* com conector Perfobond realizados por diversos autores, quando o colapso se dá pelo concreto. À medida em que o carregamento é aplicado, inicia-se a formação de uma fissura longitudinal na laje, ao longo da linha do conector, seguida do esmagamento do concreto à frente do conector. Se não há armadura transversal, a ruptura ocorre abruptamente, de forma frágil, a partir dessa fissura na laje de concreto no alinhamento do conector. Diversos estudos revelam que as tensões de tração que se desenvolvem no concreto na borda carregada do conector tendem a separar a laje em duas partes (OGUEJIOFOR, 1994; JOHNSON e OEHLERS, 1981 *apud* MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002). Devido à existência dessas tensões de tração a armadura transversal ao conector exerce um papel fundamental, contendo o processo de fissuração do concreto e proporcionando a redistribuição dos esforços.

A ruptura da laje tem início em função da força concentrada de compressão longitudinal que o Perfobond exerce sobre o concreto, na superfície de contato frontal do conector. Essa força produz tensões muito severas imediatamente à frente do conector, como mostrado na FIG. 2.28. O concreto circunjacente promove o confinamento da região nas proximidades do conector, impedindo-a de se expandir por efeito de Poisson, fazendo com que se desenvolvam tensões de compressão também na direção transversal (FIG. 2.28b). De acordo com OEHLERS (1989) e LEONHARDT (1987), desenvolvem-se trajetórias de tensão de compressão na zona à frente do conector, para distribuir a carga concentrada numa área maior da laje, como mostrado na FIG. 2.28a. À medida que a força de compressão longitudinal se espraia pelo concreto da laje, as tensões de compressão transversais mencionadas anteriormente diminuem gradualmente, até que invertem de sinal e tornam-se em tensões transversais de tração, pouco à frente da zona de contato (FIG. 2.28b). Essas tensões de tração transversais crescem com o carregamento, até que a laje fissa na direção longitudinal, no alinhamento do conector. Embora a fissuração da laje alivie as tensões de tração, o atrito interno devido ao engrenamento do agregado e a ação da armadura transversal continuam a proporcionar resistência ao cisalhamento entre a viga de aço e a laje de concreto (OGUEJIOFOR, 1994).

O modelo continua a suportar acréscimo de carga até que a fissura longitudinal se desenvolva por todo o comprimento da laje. Eventualmente, ocorre o esmagamento do concreto na zona à frente do conector e o modelo começa a descarregar.

O colapso relacionado ao concreto é visto, portanto, como um fenômeno progressivo, que tem início com a ruptura da laje e culmina com um eventual esmagamento do concreto na vizinhança do conector. A resistência última da conexão é influenciada pelo grau de confinamento do concreto na região de contato entre o conector e a laje, pela ação de alguma armadura que atravesse o plano de cisalhamento transversalmente, pela resistência ao deslizamento decorrente do engrenamento do agregado ao longo da superfície de falha da laje e, ainda, pela resistência ao cisalhamento dos pinos de concreto no interior dos furos do conector.

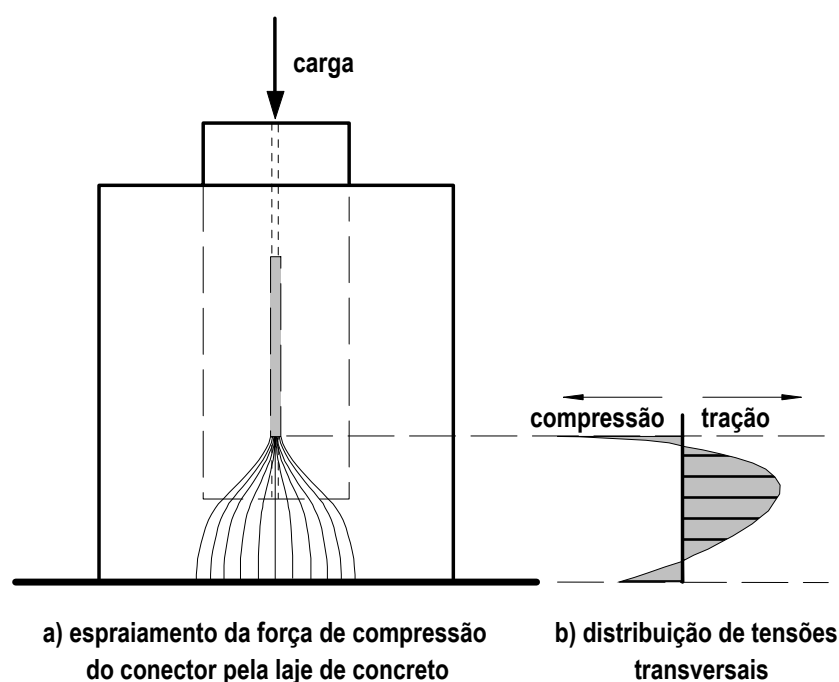


FIGURA 2.28 – Mecanismo de colapso típico nos modelos *push-out* com Perfobond, quando a ruptura se dá pela laje de concreto (OGUEJIOFOR, 1994).

### 2.8.2 Relação força-deslizamento

A curva força-deslizamento para modelos com *studs* é muito dúctil. Em comparação com o *stud*, o Perfobond apresenta uma rigidez muito maior para cargas de serviço (FIG. 2.16). Em geral, o Perfobond se mostra muito rígido para cargas de serviço e dúctil na fase pós-elástica. Depois que a força máxima é atingida, os modelos com Perfobond ainda são capazes de resistir uma carga razoável, concomitante com um deslizamento considerável. Mesmo após a ruptura dos pinos de concreto e o esmagamento do concreto na parte frontal do conector, o atrito entre as superfícies de concreto fissurado continua a propiciar resistência ao cisalhamento, possibilitando a redistribuição dos esforços no estado limite último (VELDANDA e HOSAIN, 1992).

A relação força-deslizamento típica observada nos ensaios realizados por KRAUS e WURZER (1997) apresenta três estágios característicos (FIG. 2.19). No primeiro, para cargas até  $0,75 P_{\max}$ , ocorrem somente pequenas deformações, de forma que o concreto



não chega a fissurar. No segundo estágio ( $P > 0,75P_{\text{máx}}$ ) ocorre uma fissura na laje de concreto, na direção do conector, tendendo a dividir a laje em duas partes e causando um aumento abrupto da deformação. O terceiro estágio ( $P_{\text{máx}}$ ) corresponde a fissuras na laje que já se abriram até bem próximo dos pinos de concreto na região dos furos do conector. Após atingir a carga máxima, a resistência ao cisalhamento decresce lentamente, enquanto a deformação e os danos na estrutura interna do concreto aumentam.

### 2.8.3 Ductilidade da conexão

Em geral, a conexão com Perfobond apresenta um comportamento bastante rígido, apresentando muito pouco deslizamento durante uma boa parcela do carregamento máximo. Após a carga máxima, o processo de fissuração do concreto faz com que o deslizamento aumente rapidamente, caracterizando um comportamento muito dúctil em estado limite último. Não obstante, a conexão continua a resistir uma parcela considerável de carga mesmo para deslizamentos acentuados. Apesar do comportamento dúctil em estado limite último, o deslizamento característico determinado conforme o critério da EN 1994-1-1:2004 em média tem sido inferior a 6 mm nos programas experimentais realizados (LEONHARDT, 1987; OGUEJIOFOR, 1994; KRAUS e WURZER, 1997; STUDNICKA, 2000; VALENTE e CRUZ, 2002).

No caso de conectores em chapa, como o Perfobond e o Crestbond, é interessante observar que a ductilidade da conexão está associada ao sistema conector, armadura e concreto, e não apenas ao conector isolado, como ocorre com o *stud*. A geometria do conector tem influência direta no efeito de pino e na fissuração do concreto no entorno dos furos que conduz à mobilização da armadura. Ao mesmo tempo, o efeito de pino e a própria fissuração da laje dependem da resistência do concreto. Além disso, a taxa de armadura e a presença de barras transversais dentro e no entorno do conector influenciam na capacidade última e na ductilidade da conexão (FIG. 2.29).

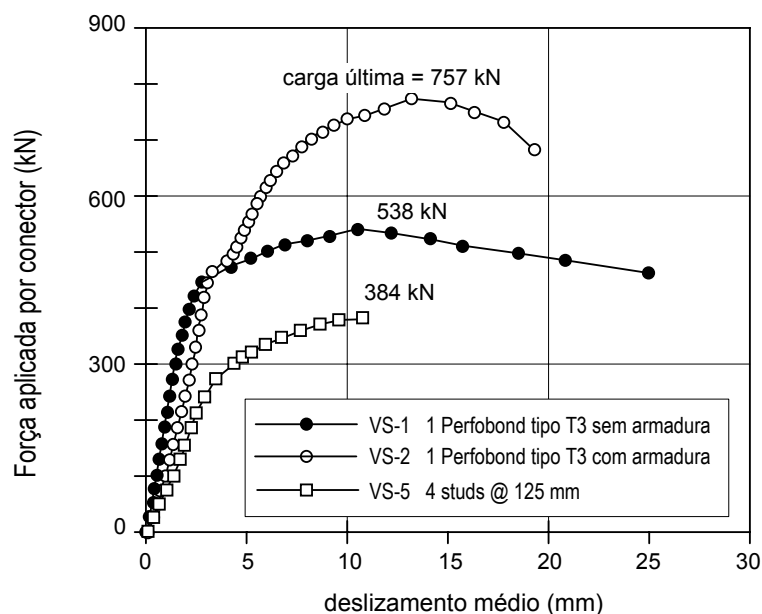


FIGURA 2.29 – Curvas força-deslizamento para *push-outs* com *stud* e Perfobond em laje maciça (VELDANDA e HOSAIN, 1992).

#### 2.8.4 Influência da espessura da chapa do conector

Desde quando o Perfobond foi idealizado, diversos autores testaram conectores com várias espessuras. A TAB. 2.1 apresenta os valores de espessuras para a chapa do conector utilizados em 13 estudos experimentais analisados.

NISHIDO *et al.* (2000) testaram conectores Perfobond com espessuras de 9 mm, 12 mm e 16 mm. A capacidade de carga e a ductilidade observadas foram praticamente as mesmas, em três corpos de prova com as mesmas características, variando-se apenas a espessura da chapa do conector. Nos modelos *push-out* ensaiados havia um rasgo na laje à frente do conector, para eliminar a resistência frontal e, dessa forma, permitir uma avaliação mais precisa do efeito de pino.

USHIJIMA *et al.* (2001) testaram conectores Perfobond com espessuras de 8 mm até 22 mm, em corpos de prova sem armadura passante, para avaliar especificamente a influência da espessura da chapa. Nos modelos com chapa de 8 mm o concreto no

interior dos furos do conector foi pulverizado na região de contato com a chapa. Já nos modelos com chapas mais espessas, observou-se que o concreto rompe por cisalhamento em dois planos de corte, em ambos os lados da chapa.

TABELA 2.1 - Espessuras do Perfobond analisadas por outros autores.

autor	espessura (mm)
LEONHARDT <i>et al.</i> (1987)	12
ZELLNER (1987)	12
ANDRA (1990)	12
VELDANDA e HOSAIN (1992)	12
OGUEJIOFOR e HOSAIN (1992)	13
OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994)	13
OGUEJIOFOR e HOSAIN (1995)	13
FERREIRA (2000)	12,5
STUDNICKA <i>et al.</i> (2000)	10 / 12
NISHIDO <i>et al.</i> (2000)	9 / 12 / 16
VALENTE e CRUZ (2000)	13
USHIJIMA <i>et al.</i> (2001)	8 / 16
MEDBERRY e SHAHROOZ (2002)	12,5 / 19
QUDDUSI (2004)	6/12

As diferenças no fenômeno da ruptura do concreto relacionadas com a espessura da chapa do conector estão mostradas na FIG. 2.30.

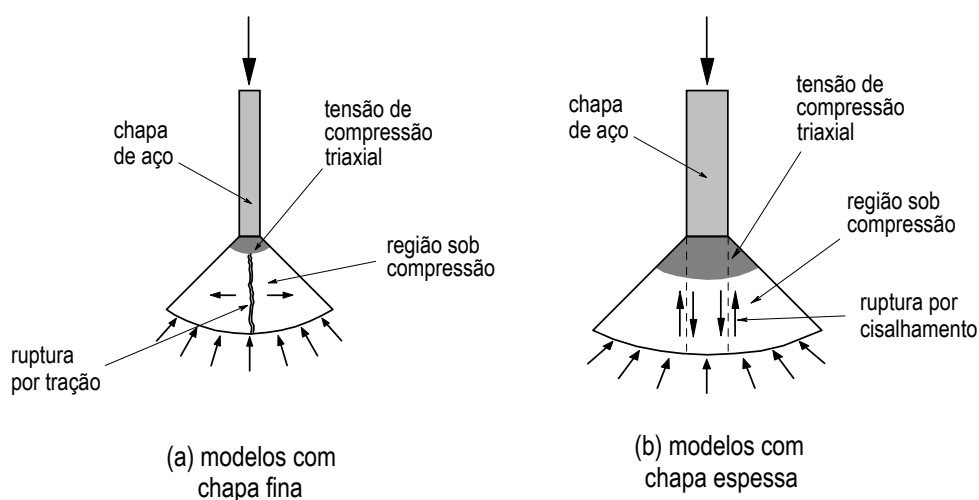


FIGURA 2.30 – Condições de ruptura do concreto dependendo da espessura da chapa do conector (USHIJIMA *et al.*, 2001).

Chapas de espessura menor, na faixa de 8 mm, fazem com que a área à compressão seja muito pequena, de forma que a força se concentra numa porção menor do concreto, surgindo tensões transversais de tração de magnitude considerável. USHIJIMA (2001) sugere que essa concentração de força é que origina a fissura de separação no plano do furo que resulta na ruptura do concreto por tração. Por outro lado, quando a espessura é maior, a região sob compressão também é maior, permitindo que as forças se distribuam melhor no concreto confinado. Assim, o concreto atinge seu limite de resistência ao cisalhamento nos dois planos de corte coincidentes com as faces laterais da chapa, conforme representado na FIG. 2.13(b), levando à ruptura por cisalhamento. Nas regiões próximas à borda do furo, onde o concreto é comprimido contra a parede do furo, ocorre um estado triaxial de tensões (FIGURAS 2.13 e 2.18) e não chegam a se desenvolver tensões de tração (ver item 2.6).

### **2.8.5 Influência do tamanho e da forma do furo**

Segundo KRAUS e WURZER (1997), há uma relação entre a resistência dos pinos de concreto e a dimensão dos furos do conector. Quanto maior o furo, maior a contribuição do pino de concreto na capacidade última da conexão. Outro fator observado é que à medida que se aumenta a dimensão dos furos, a forma do furo deixa de ter influência relevante no comportamento.

KRAUS e WURZER (1997) observaram também que o deslizamento característico de conectores com furos circulares com diâmetro de 43 mm não justifica a hipótese de uma conexão dúctil. Por outro lado, conectores com furos de diâmetro maior, na faixa de 70 a 100 mm, apresentaram deslizamento característico típico de um conector dúctil.

### **2.8.6 Importância da altura do conector**

O conector Perfobond originalmente utilizado por LEONHARDT (1987), por ZELLNER (1987) e por ANDRA (1990) tinha pouca altura, cerca de 60mm. Curiosamente, apesar da pouca altura foram empregados em vigas mistas de pontes,

onde a laje tem uma espessura grande em relação às lajes utilizadas em edifícios. ZELLNER (1987) utilizou conectores Perfobond com 60 mm de altura em *push-outs* com lajes de 200 mm de espessura. Estudos posteriores demonstraram a importância da altura do conector. STUDNICKA *et al.* (2000) realizaram ensaios em modelos com lajes de 150 mm de espessura com dois conectores similares, exceto pela altura dos furos (FIG. 2.25). O conector com furos mais altos (FIG. 2.25 tipo 2), projetado visando o emprego em vigas mistas montadas com pré-laje, revelou-se mais resistente que o similar com furos mais baixos (FIG. 2.25 tipo 1). Como os conectores ensaiados por STUDNICKA *et al.* (2000) eram contínuos, ou seja, não havia o contato da face frontal do conector com o concreto, o acréscimo de resistência observado para o conector mais alto pode indicar que a posição da linha de ação das forças longitudinais em relação ao plano médio da laje pode ter influência importante no desempenho da conexão.

Nos experimentos realizados na Universidade de Saskatchewan, constatou-se que quando um Perfobond de pouca altura é utilizado numa laje com mísula sobre o perfil metálico, ou ainda dentro da nervura de uma fôrma metálica, pode ocorrer colapso por cisalhamento num plano horizontal acima do conector. Devido à natureza desse tipo de colapso, os pinos de concreto tornam-se inefetivos. Os ensaios demonstraram que nessa situação as barras de armadura colocadas por dentro dos furos do conector não proporcionam aumento de resistência (VELDANDA e HOSAIN, 1991, 1992; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1992 e 1994). Possivelmente, um mecanismo de falha similar não tenha ocorrido nos ensaios feitos por ZELLNER (1987) porque nos seus modelos as armaduras foram soldadas aos conectores Perfobond.

### **2.8.7 Influência do número de furos e do espaçamento entre os furos**

Uma parcela da resistência da conexão com Perfobond advém do efeito de pino no concreto que flui entre os furos do conector. Os pinos de concreto oferecem resistência ao cisalhamento em dois planos de corte. Assim, quanto mais furos, maior a resistência decorrente do efeito de pino. Entretanto, avaliando os resultados de ensaios com Perfobond realizados por diversos autores, verifica-se que o número de furos no

conector influi positivamente na resistência última somente se o espaçamento entre furos adjacentes não for muito pequeno. NISHIDO *et al.* (2000) comentam que se as perfurações são muito próximas, a fissuração no entorno de um furo influencia no efeito de pino dos furos adjacentes. Esse comportamento foi verificado nos *push-outs* realizados por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994), como está mostrado na FIG. 2.31. Segundo os autores, a resistência ao cisalhamento do conector Perfobond cresce com o aumento do número de furos no conector, desde que o espaçamento entre furos seja de pelo menos 2,25 vezes o diâmetro dos furos.

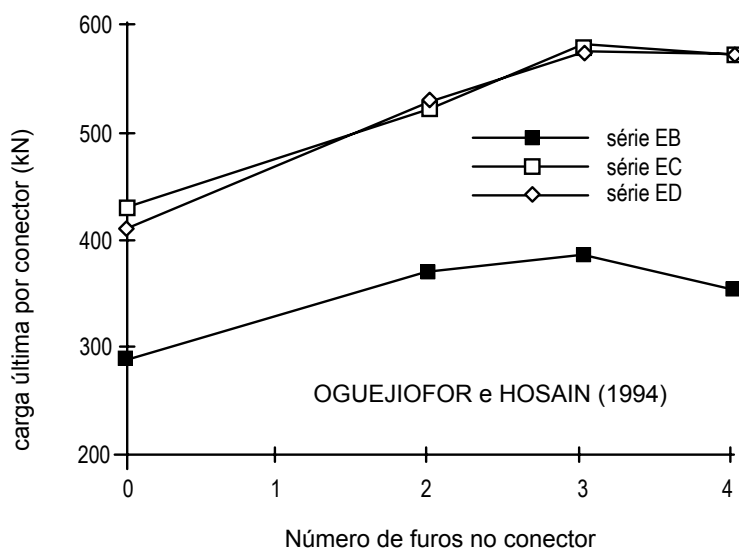


FIGURA 2.31 – Efeito do número de furos na resistência do conector.

### 2.8.8 Influência da resistência do concreto na capacidade do conector

Os primeiros resultados de ensaios com o conector Perfobond, obtidos por LEONHARDT (1987), evidenciaram a influência da resistência do concreto na capacidade da conexão. Na FIG. 2.32 pode-se observar como a capacidade da conexão com Perfobond aumenta à medida que cresce a resistência à compressão do concreto. No caso do *stud*, como quem governa a ruptura geralmente é a resistência ao corte do conector, o aumento na resistência do concreto não influencia a capacidade da conexão. Essa característica dos conectores em chapa perfurada, ou dentada, possibilita variar a

capacidade da conexão em função da resistência do concreto, mantendo-se a geometria do conector.

GALJAARD e WALRAVEN (2001) avaliaram o comportamento de cinco tipos diferentes de conectores de cisalhamento em ensaios *push-out* de modelos com concreto de alta resistência, concreto leve e concreto com adição de fibras de aço. Constataram que a adição de fibras de aço influencia positivamente no comportamento da conexão em geral, exceto no caso do *stud* em que a resistência é limitada pelo aço do conector. No caso da utilização de concreto de alta resistência, apesar da expectativa de um colapso frágil, constatou-se que a ductilidade da conexão melhora significativamente. Segundo os autores, esse fenômeno se deve ao fato de o conector absorver mais deformações em função da ruptura tardia do concreto. Os modelos com concreto leve revelaram-se um pouco mais dúcteis do que os modelos com concreto normal.

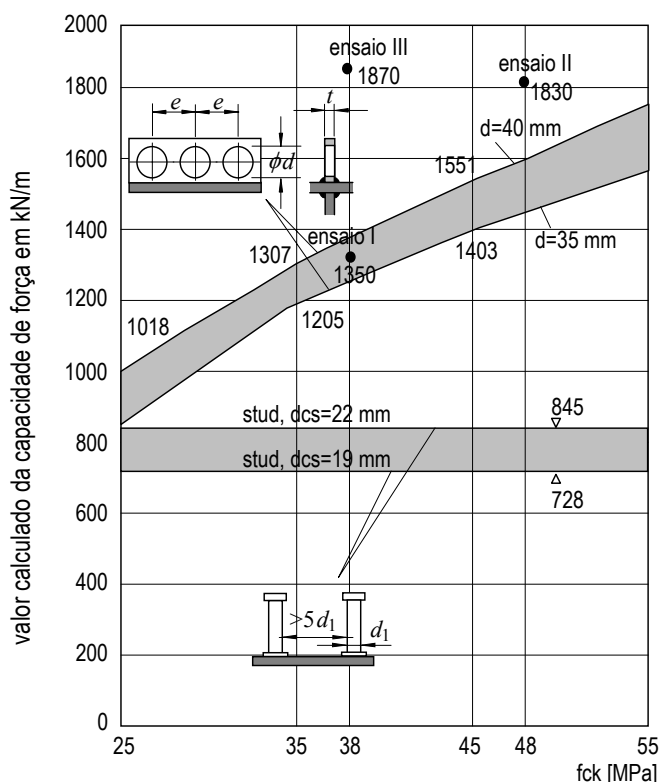


FIGURA 2.32 – Resistência característica do Perfobond em kN/m em comparação com o *stud*, segundo os experimentos de LEONHARDT (1987).

Observando a FIG. 2.33, pode-se perceber a influência da resistência do concreto na capacidade última da conexão com Perfobond, nos ensaios realizados por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994). A FIG. 2.34 mostra a influência do concreto na capacidade da conexão a partir de resultados de três corpos de prova com conectores sem furos e com armadura transversal passando fora do conector.

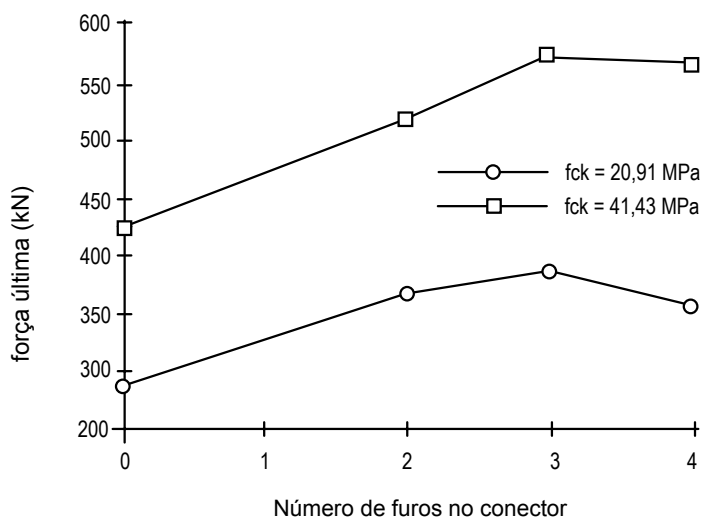


FIGURA 2.33 – Efeito da resistência do concreto associada ao número de furos do conector (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

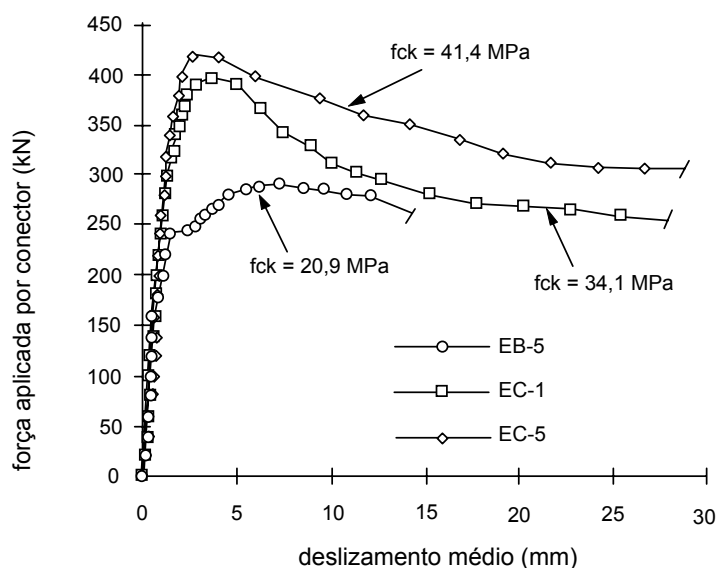


FIGURA 2.34 – Efeito da resistência do concreto (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).



Os resultados dos ensaios realizados por KRAUS e WURZER (1997) demonstraram que existe uma relação praticamente linear entre a resistência à compressão do concreto e a resistência ao cisalhamento devida ao efeito de pino.

### **2.8.9 Influência da armadura transversal na capacidade do conector**

Normalmente, as fissuras no concreto são induzidas por tensões de tração que se desenvolvem devido a cargas aplicadas ou como resultado de uma restrição à variação de volume. O comportamento carga-deformação do concreto, tanto sob compressão quanto sob tração, está intimamente relacionado à formação e à propagação de fissuras. Sob esse aspecto, a armadura tem um papel fundamental, na medida em que ela atua no sentido de evitar ou controlar a formação e a propagação de fissuras.

Na prática comum de projeto, assume-se que a resistência de um conector de cisalhamento não é afetada pela presença de fissuras longitudinais no concreto, contanto que haja armadura transversal suficiente para transmitir as forças de cisalhamento através das fissuras. Estudos demonstram que o concreto fissurado é capaz de resistir a esforços e que a magnitude dessa resistência é inversamente proporcional à largura das fissuras (GOPALARATNAM e SHAH, 1985 *apud* OGUEJIOFOR, 1994). A resistência ao cisalhamento pós-fissuração do concreto é atribuída a pontos de ligação entre as superfícies fissuradas, formados por agregados e cristais fibrosos. Depreende-se daí que quanto melhor a eficácia da armadura, no sentido de controlar a abertura de fissuras, melhor será o desempenho do concreto.

Em todos os ensaios *push-out* com Perfobond realizados por OGUEJIOFOR (1994), o colapso ocorreu na laje de concreto e se iniciou pela ruptura longitudinal da laje. Os resultados desses ensaios evidenciaram uma importante influência da armadura transversal das lajes no desempenho da conexão, tanto no tocante à resistência quanto à ductilidade. Os modelos com laje armada suportam forças muito superiores a seus similares sem armadura, além de, na fase pós-pico, apresentar significativa capacidade de retenção de carga e boa ductilidade. Invariavelmente, os resultados de ensaios apresentados por diversos autores sempre confirmam a influência positiva da armadura

na conexão com Perfobond. A FIG. 2.35 mostra as curvas força-deslizamento de dois *push-outs* com as mesmas características, exceto pelo fato de que um possui armadura transversal e o outro não. A influência da armadura na resistência última e no comportamento pós-pico é considerável.

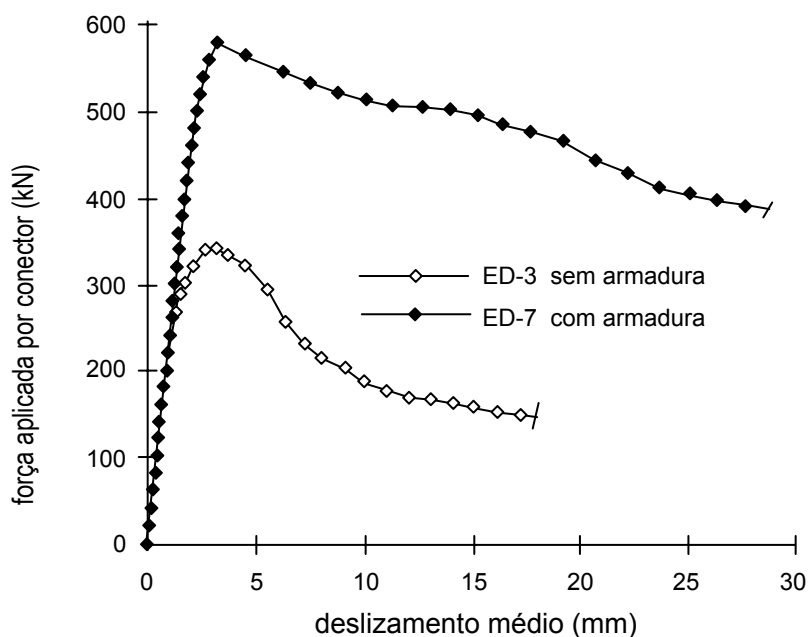


FIGURA 2.35 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito da armadura em conectores com três furos (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

A quantidade de barras transversais e a taxa de armadura também têm influência na capacidade da conexão, como pode ser verificado nas FIGURAS 2.36 e 2.37, respectivamente.

OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994) relatam que, nos ensaios com Perfobond, quando não há armadura transversal a ruptura da laje é súbita. Ocorre uma fissura longitudinal instantânea na laje, ao longo de todo o comprimento do bloco de concreto, e imediatamente o corpo-de-prova perde a capacidade de suportar qualquer força. A laje se parte em dois pedaços.

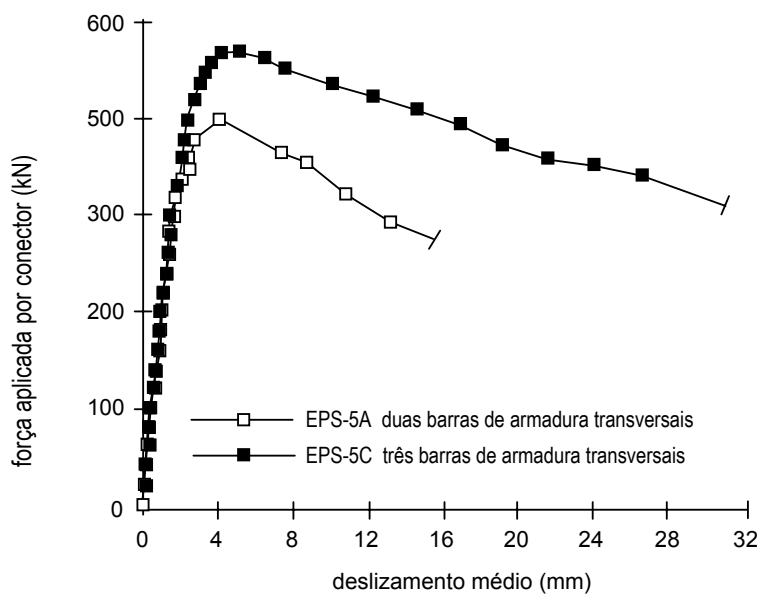


FIGURA 2.36 – Curvas força-deslizamento mostrando o efeito do número de barras transversais de armadura (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

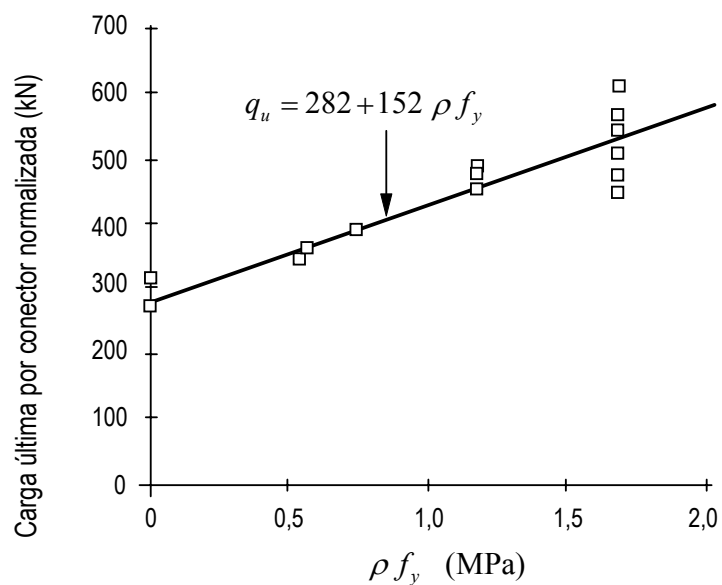


FIGURA 2.37 – Efeito da taxa de armadura passante em conectores com três furos (OGUEJIOFOR & HOSAIN, 1994).

## 2.9 Sistemas de piso com pré-laje de concreto pré-fabricada

Os sistemas de piso com pré-laje de concreto têm sido utilizados no Brasil em virtude da racionalização do processo construtivo, uma vez que proporcionam substituição de outros tipos de fôrmas com vantagens, redução do escoramento da laje, otimização da espessura média da estrutura, rapidez de montagem, maior segurança no canteiro, diminuição do pessoal na obra, etc.

Nos últimos anos, tem-se difundido no Brasil a construção de edifícios com sistemas de piso mistos utilizando pré-laje de concreto como fôrma. Nesses sistemas de piso, a pré-laje usualmente possui espessura de 30 mm (podendo essa espessura variar até 50 mm), largura de 25 cm ou 40 cm e é produzida com concretos de até 50 MPa. O vão máximo viável sem escoramento é da ordem de 2,0 m e a espessura da capa de concreto sobre a pré-laje varia normalmente entre 7 cm e 9 cm.

Pode-se usar armaduras negativas, nesses sistemas, para garantir a continuidade das lajes, da mesma forma que no sistema convencional de lajes maciças moldadas no local. O escoramento necessário é mínimo e tem por finalidade diminuir as deformações do conjunto.

Nos elementos estruturais compostos por uma parte pré-moldada e outra moldada no local, sujeitos à flexão simples, o funcionamento estrutural está condicionado à eficiência da ligação entre o concreto velho e o concreto novo. A NBR 9062:1985, “*Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*”, no item 6.3, “*Peças Compostas*”, recomenda que o cálculo dessa ligação deve levar em conta: (a) as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa; (b) as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente; (c) a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência e (d) a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato.

---

# 3

## **CONCEPÇÃO DO CONECTOR E ANÁLISE EXPERIMENTAL**

### **3.1 Considerações preliminares**

Neste capítulo, apresenta-se a concepção e o desenvolvimento do conector Crestbond, incluindo a análise experimental.

### **3.2 Concepção e desenvolvimento do conector Crestbond**

Tendo em vista os resultados obtidos por diversos autores, relatados no capítulo 2, concebeu-se um conector de cisalhamento em chapa dentada, com o objetivo de explorar possibilidades de melhorar algumas características da conexão mista em relação às alternativas disponíveis.

De início, vislumbrava-se a possibilidade de criar um conector com boa rigidez em situação de serviço e maior ductilidade que a do Perfobond. A essas características

deveria se somar uma forma geométrica que facilitasse o arranjo da armadura dos elementos de concreto e que possibilitasse um corte simétrico, permitindo a obtenção de duas unidades com um único corte. Assim, criou-se a primeira versão do conector Crestbond, mostrada na FIG. 3.1.

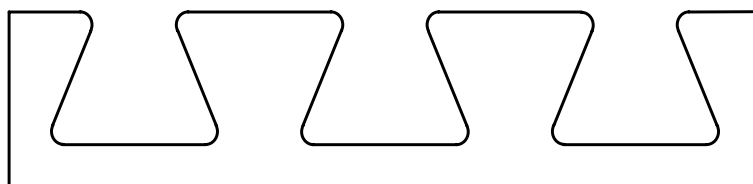


FIGURA 3.1 – Aspecto da geometria proposta inicialmente para o conector dentado.

Na FIG. 3.2 pode-se observar o traçado simétrico para o corte da chapa de aço e conseqüente obtenção dos conectores. Os lados dos dentes são inclinados para confinar o concreto no seu interior, impedindo o *uplift*. Em função dessa geometria, a base do dente é menor, o que diminui a rigidez longitudinal do conector e contribui para a ductilidade da conexão.

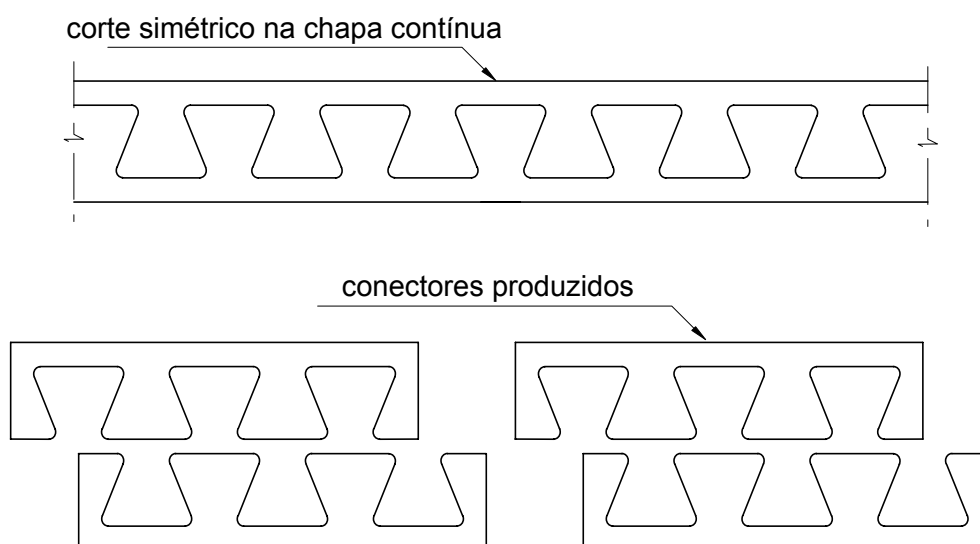


FIGURA 3.2 – Corte do conector com desenho simétrico.

Para avaliar o desempenho estrutural do conector Crestbond, foi conduzido um programa experimental dividido em 3 etapas. Os detalhes são descritos nas subseções que se seguem.

Durante a fase de planejamento da primeira etapa do programa experimental, houve uma intenso intercâmbio de informações com pesquisadores da Universidade do Minho (UM), em Portugal, com a qual a UFMG e a UFV mantêm um convênio para cooperação interinstitucional.

Um grupo de pesquisa na UM, liderado pelo Prof. Paulo Jorge de Sousa Cruz, tem estudado o comportamento de conectores de cisalhamento em concreto leve, no âmbito de projetos de investigação de interesse da comissão europeia de normalização. Em função desse trabalho, foi montada no Laboratório de Estruturas da UM (LEST) uma infra-estrutura especialmente projetada para a execução de ensaios tipo *push-out*, incluindo uma máquina capaz de realizar ensaios controlados por força ou por deslocamento. A convite desse grupo, foram feitos na UM diversos ensaios *push-out* com o conector Crestbond, como parte das atividades de doutoramento deste autor. Esse intercâmbio proporcionou a assimilação de uma boa parte da experiência da equipe da UM com ensaios *push-out*. Além disso, contribuiu muito significativamente para a montagem dos equipamentos de ensaio no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG, posteriormente.

Ao todo foram realizados 41 ensaios *push-out*: 26 em Portugal, na Universidade do Minho, e 15 na UFMG.

### **3.3 O primeiro protótipo**

Alguns resultados obtidos em estudos anteriores com o Perfobond orientaram a definição de diversos parâmetros da geometria do Crestbond, tais como a espessura mínima da chapa, o espaçamento entre aberturas adjacentes, e as dimensões das aberturas (VELDANDA, 1991; OGUEJIOFOR, 1994; KRAUS e WURZER, 1997;

STUDNICKA, 2000; USHIJIMA, 2001). Foram estabelecidas relações geométricas entre os diversos elementos do conector, todas elas como uma função do diâmetro de um furo circular fictício inscrito no dente trapezoidal (ver FIG. 3.3). O objetivo desse procedimento foi comparar o desempenho do Crestbond com um Perfobond de características similares. Assim, foram estabelecidas as relações dimensionais para as variáveis mostradas na FIG. 3.3, levando em consideração, especialmente, o espaçamento ideal entre os dentes e a altura do conector, para utilização em lajes usuais de pisos de edifícios com espessura média na faixa de 10 cm.

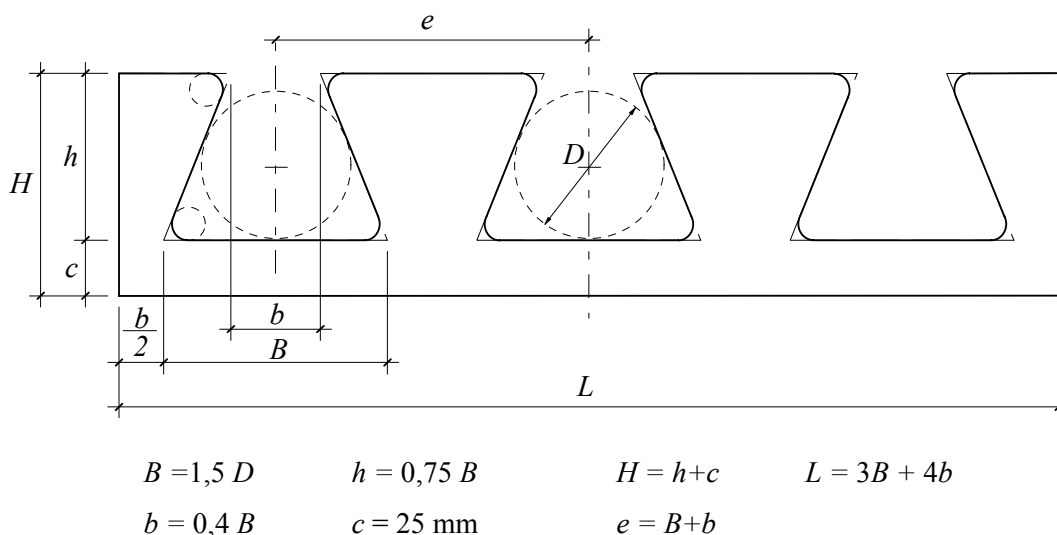


FIGURA 3.3 – Relações dimensionais para o primeiro protótipo do conector Crestbond.

### 3.3.1 Fabricação dos conectores

O corte do primeiro lote de conectores, realizado a plasma, a partir de uma chapa de aço USI CIVIL 300 com 12,5 mm de espessura, ocorreu na fábrica da CODEME, em Betim-MG. Para essa operação, utilizou-se uma máquina CNC da Peddinghaus (FIG. 3.4). A programação do corte na máquina foi feita a partir de um arquivo CAD. Na FIG. 3.5 pode-se ver o aspecto dos conectores obtidos por corte a plasma.





FIGURA 3.4 – Introdução da chapa de aço na máquina de corte a plasma.

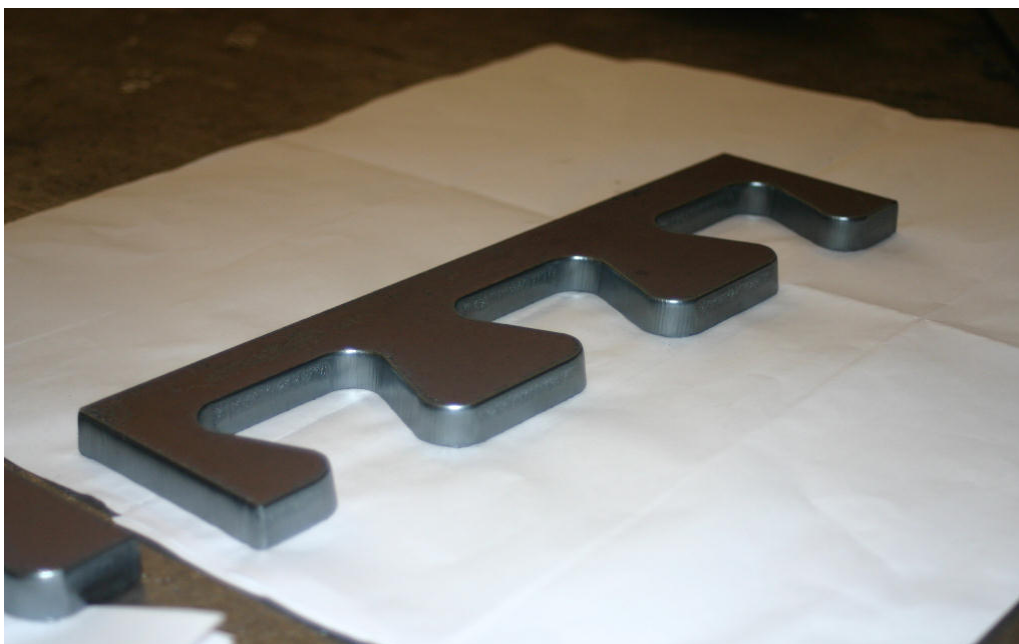


FIGURA 3.5 – Aspecto do conector Crestbond cortado a plasma.

### 3.4 Primeira etapa do programa experimental

A primeira etapa do programa experimental consistiu de uma gama de ensaios denominado série A, na qual foram testados e avaliados seis protótipos diferentes do conector Crestbond (FIG. 3.6).

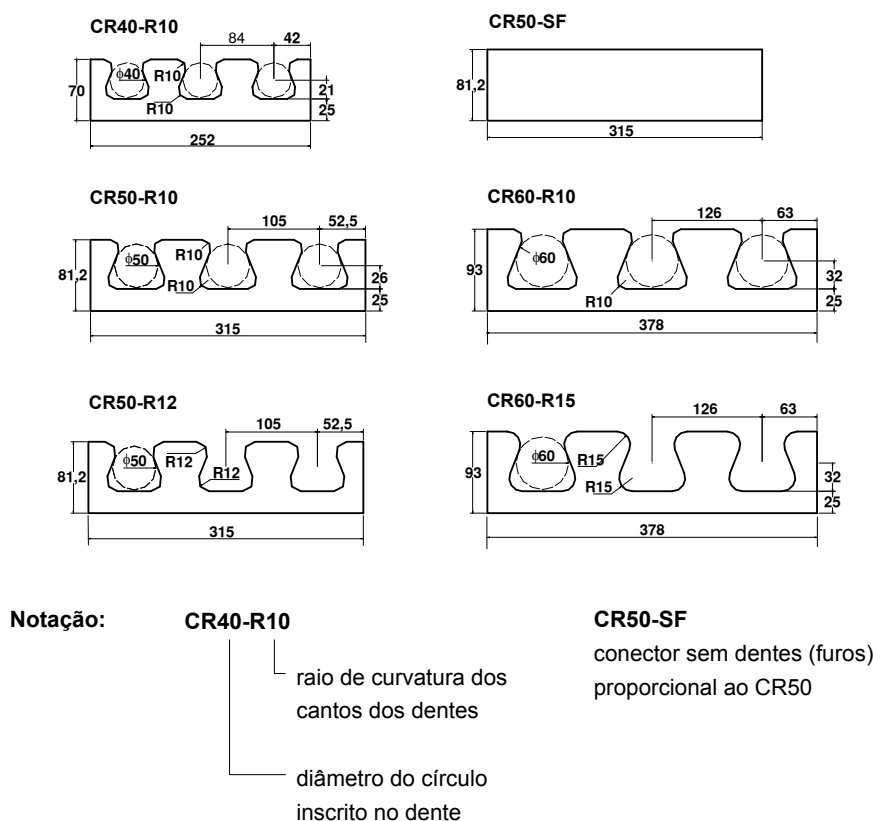


FIGURA 3.6 – Conectores testados na série A.

Na série A foram feitos oito ensaios com conectores de três tamanhos: CR40, CR50 e CR60, com dentes referidos a diâmetros de 40, 50 e 60 mm, respectivamente (FIG. 3.6). Variou-se também o raio dos cantos dos dentes e a taxa de armadura, para possibilitar uma avaliação qualitativa da influência dessas variáveis no comportamento da conexão. Um dos modelos possuía um conector sem dentes, para permitir a observação do efeito de pino no concreto (FIG. 3.9c).

O objetivo dessa primeira etapa foi avaliar o comportamento do conector de um ponto de vista qualitativo, visando orientar os parâmetros a adotar na etapa seguinte.

### 3.4.1 Preparação dos modelos

#### 3.4.1.1 Fôrmas

As fôrmas foram construídas com chapas de MDF hidrófugo, de 22 mm de espessura. Foram montadas oito fôrmas individuais desmontáveis e reaproveitáveis.

Foi feita uma caixa para cada laje, conforme mostrado na FIG. 3.7, deixando-se uma abertura numa das faces para encaixar a mesa do perfil metálico.



FIGURA 3.7 – Aspecto das fôrmas para as lajes.

Na face da fôrma que dá para o lado do perfil foram colocados sarrafos de 2×2 cm para apoiar umas placas espaçadoras, cuja função era manter as lajes na posição de projeto em relação ao perfil de aço. Assim, as fôrmas das duas lajes de cada modelo eram posicionadas com o auxílio das placas separadoras e solidarizadas por dois barrotes de 5×5 cm, unidos por barras rosqueadas de 8 mm com arruelas e porcas, como pode ser visto na FIG. 3.8.



FIGURA 3.8 – Aspecto da fôrma montada.

#### **3.4.1.2 Armadura**

Em todos os modelos, as lajes possuíam alguma armadura transversal. Em alguns deles havia barras transversais antes e depois do conector, como mostrado nas FIGs. 3.9a e 3.9c. Nos outros, além dessa armadura externa havia também barras transversais passando por dentro do conector, como mostrado na FIG. 3.9b. Essa armadura que passa por dentro das aberturas no conector é chamada *armadura passante*.

Nas FIGS. 3.10 a 3.13 são apresentadas as configurações das armaduras utilizadas nos modelos com conectores CR40, CR50 e CR60, bem como o posicionamento dos conectores nos modelos.



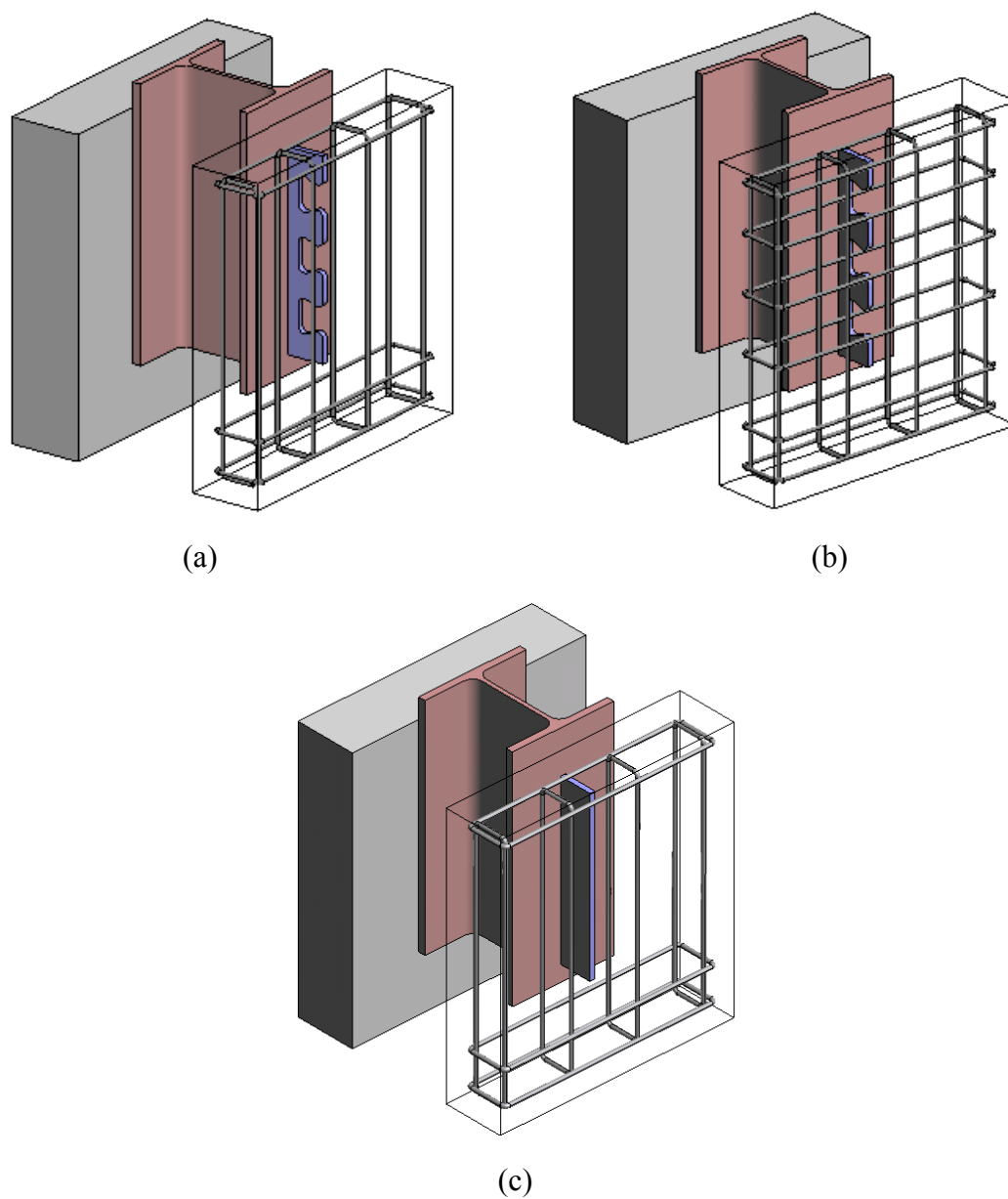


FIGURA 3.9 – Configurações dos modelos com CR56b: a) sem armadura passante; b) com armadura passante; c) conector sem dentes.

### A1 CR40-10-As10

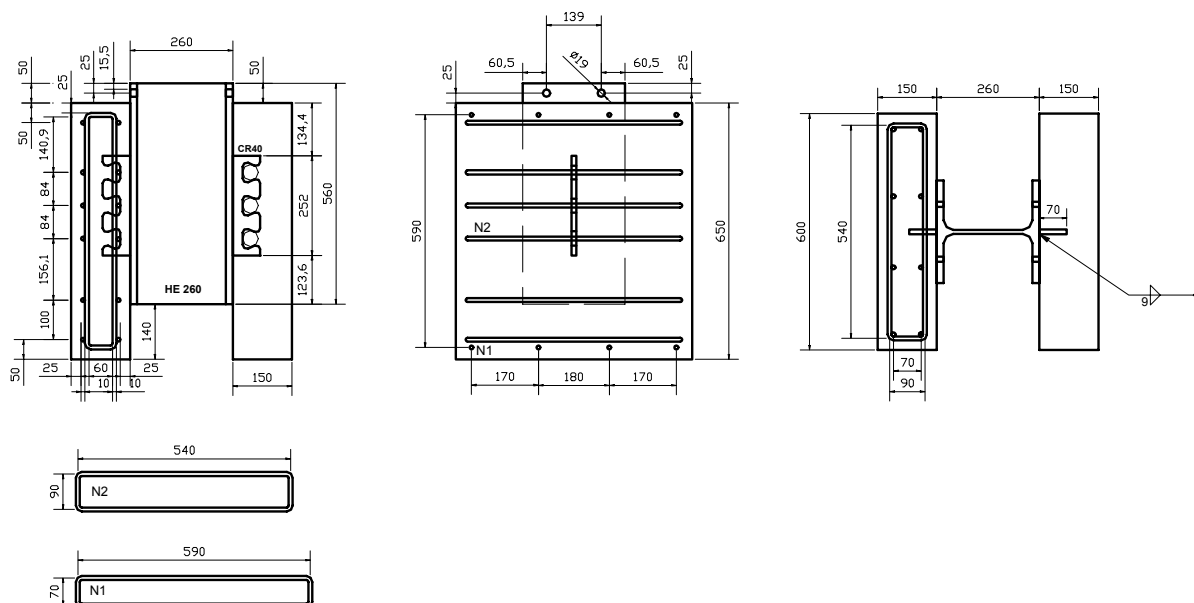


FIGURA 3.10 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR40, com barras passando por dentro do conector.

### A2 CR50-SF-As0

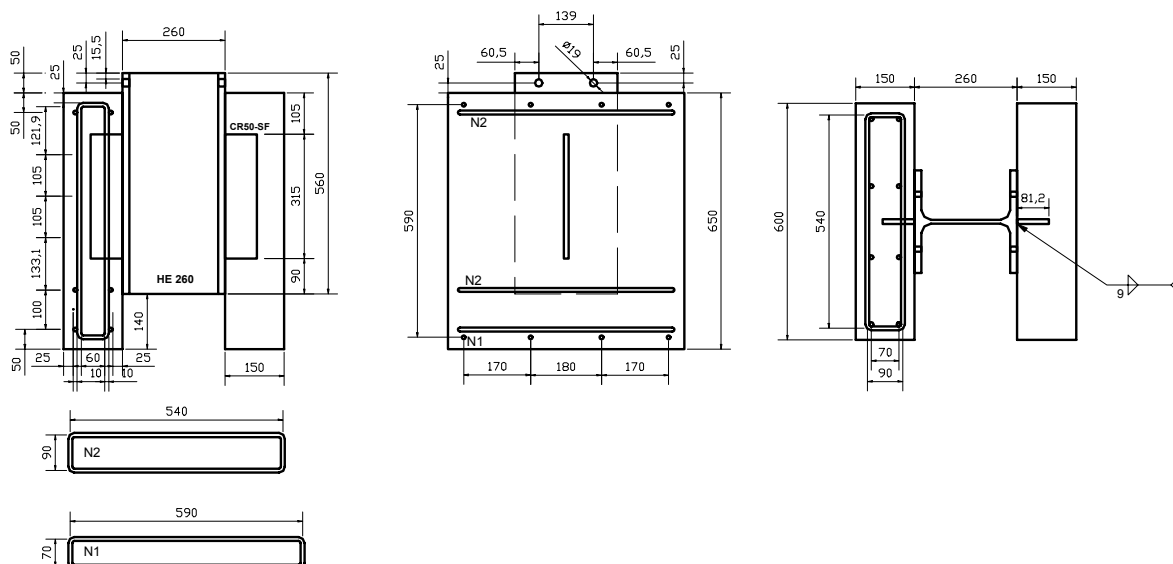


FIGURA 3.11 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR50-SF.

### A4 CR50-10-As10

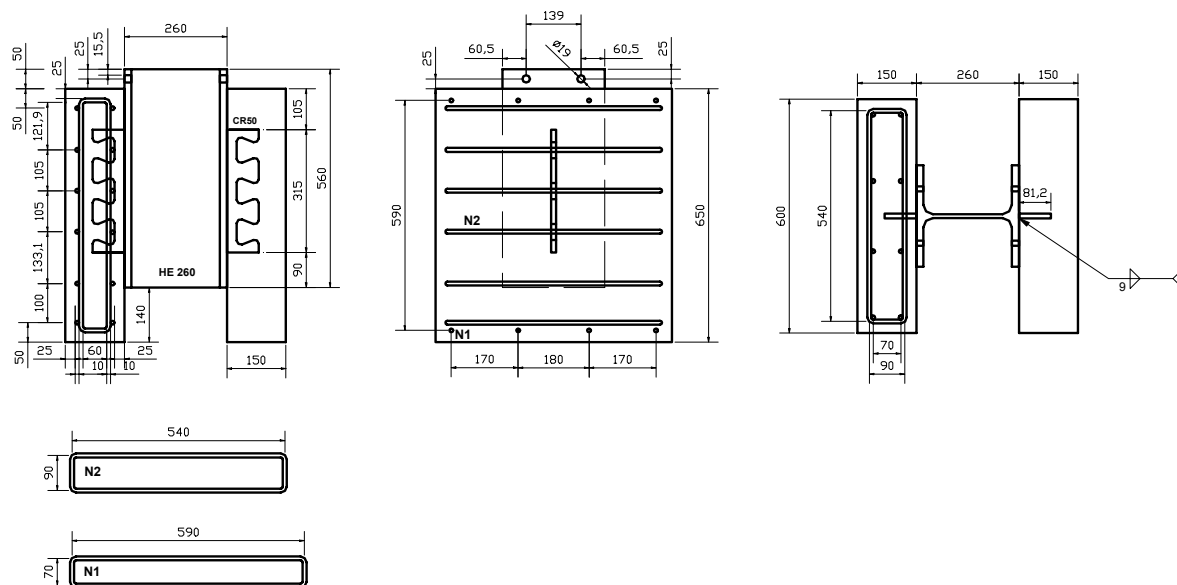


FIGURA 3.12 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR50, com barras passando por dentro do conector.

### A8 CR60-15-As10

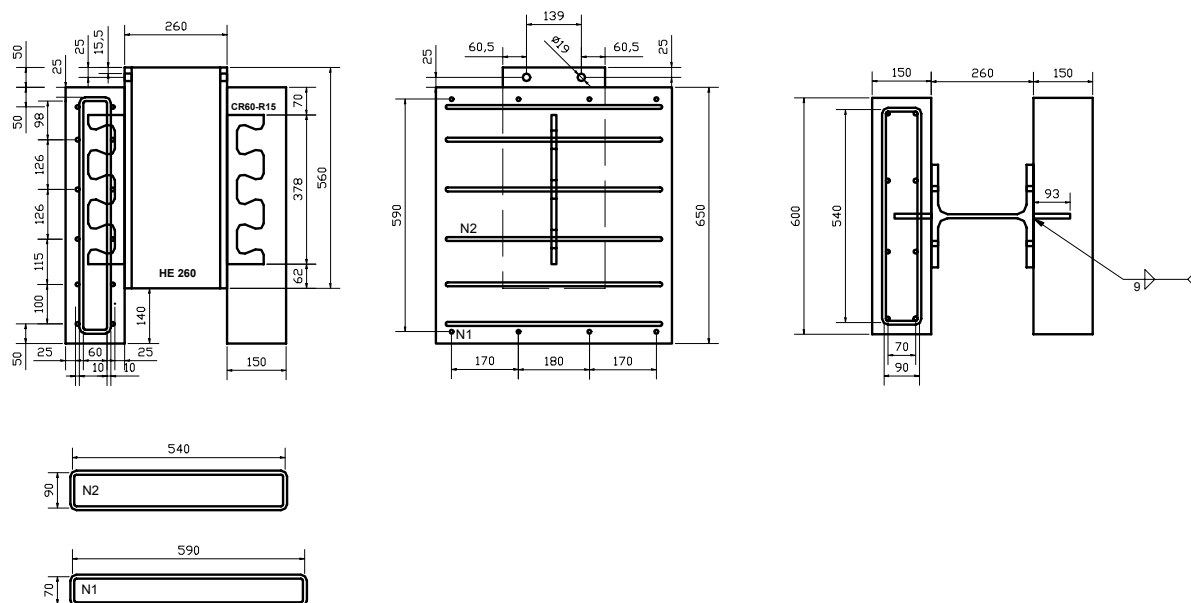


FIGURA 3.13 – Detalhe da armadura no modelo com conector CR60, com barras passando por dentro do conector.

A armadura foi fornecida já cortada e dobrada (ver FIG. 3.14a), em aço S500 (conforme a especificação portuguesa – equivale ao CA-50 brasileiro). As gaiolas de armadura foram montadas com solda (FIG. 3.14b).



(a)



(b)

FIGURA 3.14 – (a) armadura fornecida; (b) aspecto das gaiolas montadas.

### 3.4.1.3 Instrumentação

Alguns elementos da armadura foram instrumentados com extensômetros elétricos, com o objetivo de monitorar a tração ocorrida nessas barras durante o ensaio. Os extensômetros foram colocados nas barras horizontais N2 (aquelas efetivamente mobilizadas durante o ensaio), posicionados sempre à mesma distância do conector, alternando-se o lado (FIG. 3.15).

Foram instrumentadas as barras em apenas uma das lajes, já que há resultados de experimentos anteriores que reportam comportamento similar da armadura em ambas as lajes (FERREIRA, 2000) e, também, devido à limitação do número de canais para conectar os extensômetros ao sistema de aquisição de dados disponível no laboratório.



Os extensômetros foram colados nas quatro barras transversais inferiores, tomando-se o cuidado de colá-los na parte de dentro ou de fora das barras, de forma a ler uma tração média, uma vez que a barra pode sofrer flexão na direção ortogonal (ver FIG. 3.15).

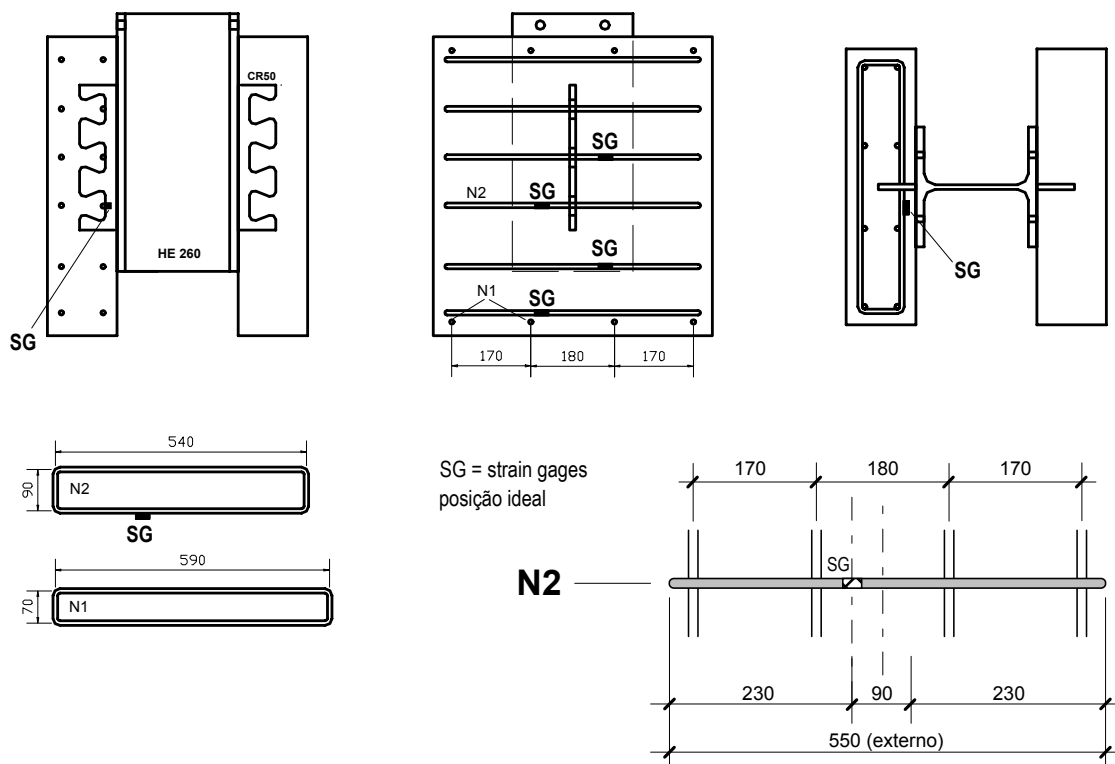


FIGURA 3.15 – Posicionamento dos extensômetros nas barras da armadura.

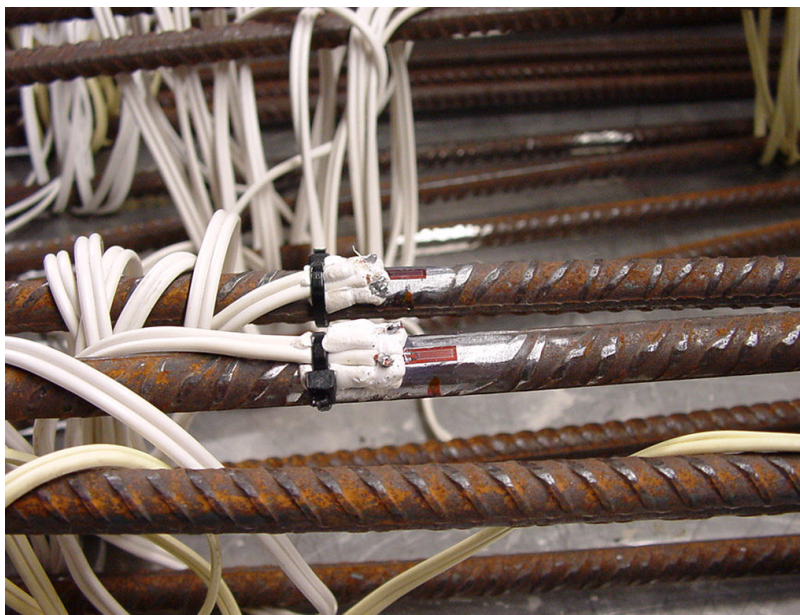
Após a marcação do posicionamento dos extensômetros nas barras a ser instrumentadas, foi feita a preparação da superfície numa região com cerca de 4 cm de comprimento em torno da posição do extensômetro. Para isso, as mossas das barras foram desbastadas, com o auxílio de uma esmerilhadeira, com disco abrasivo para aço (FIG. 3.16). Em seguida foi dado um acabamento com lixa, em duas direções ortogonais.



FIGURA 3.16 – Aspecto da barra de aço após desbaste das mrossas aplicação da lixa.

Depois da limpeza da superfície, os extensômetros foram colados em suas posições, utilizando-se cianoacrilato como adesivo. Decorridas 12 horas após a colagem era aplicado um verniz poliuretânico próprio para proteção de extensômetros.

Após a colagem dos extensômetros e a secagem do verniz de proteção por 12 horas, foram soldados os fios para conexão ao sistema de aquisição de dados (FIG. 3.17a) e foi feita a proteção final dos extensômetros e das emendas de fios para suportar a concretagem (FIG. 3.17b). Com o auxílio de um voltímetro, verificou-se a integridade da ligação e se a resistência dos extensômetros estava dentro da faixa de tolerância ( $120,2 \pm 0,2 \Omega$ ).



(a)



(b)

FIGURA 3.17 – (a) aspecto da conexão dos fios elétricos com os terminais dos extensômetros, antes da proteção final; (b) proteção final dos extensômetros nas barras de armadura.

### 3.4.1.4 Preparação dos perfis metálicos com os conectores

Para os modelos da série A, os conectores foram soldados a pedaços de perfil HEB 260, com 560 mm de comprimento, com filetes contínuos de solda de 9 mm (FIG. 3.18).

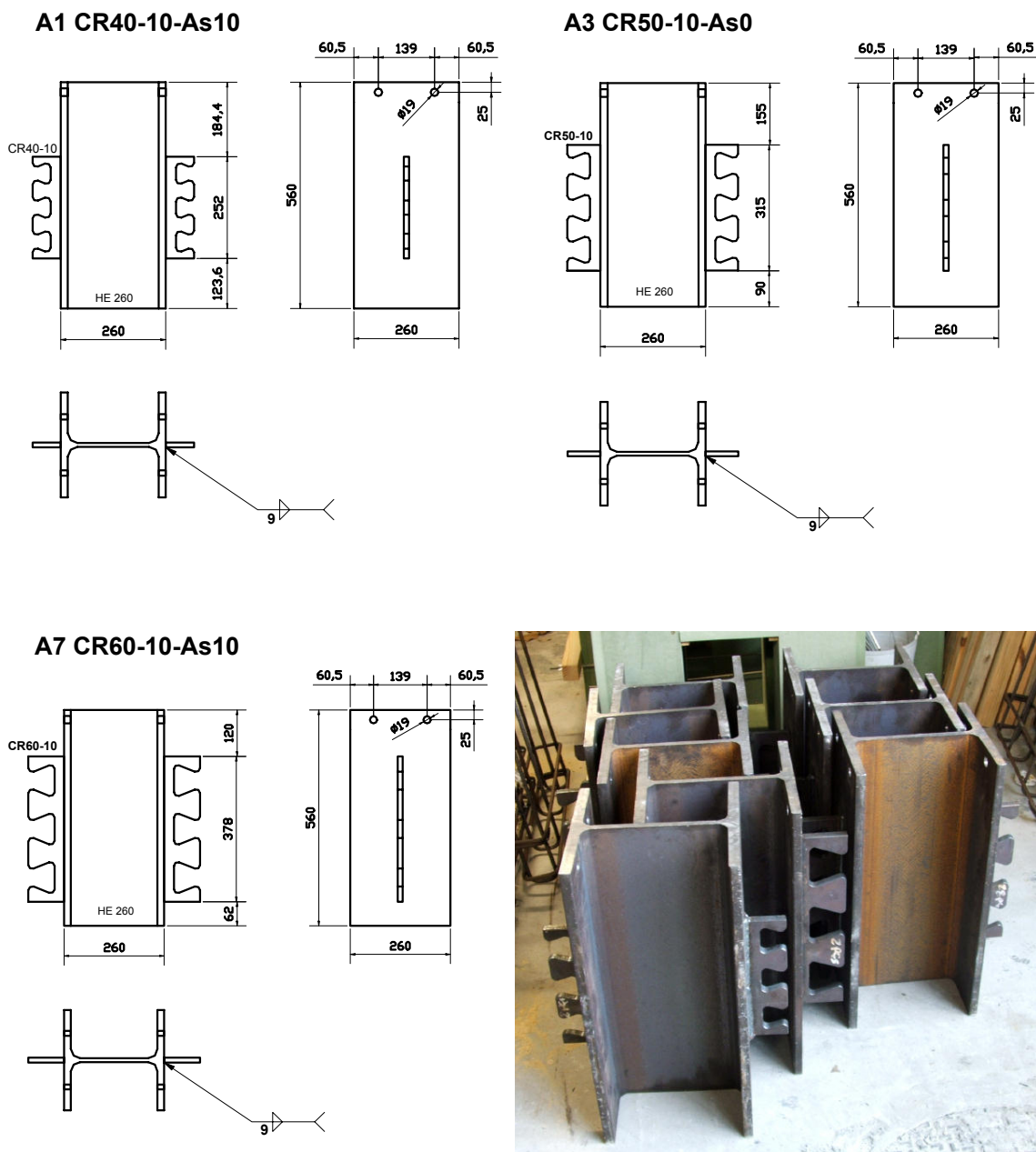


FIGURA 3.18 – Detalhe do posicionamento dos conectores nos perfis dos modelos da série A.



### 3.4.1.5 Montagem dos modelos e concretagem

Na FIG. 3.19 são mostrados detalhes da montagem dos modelos.



FIGURA 3.19 – Montagem dos modelos.

Em virtude da dificuldade de produzir no laboratório o volume de concreto necessário para oito modelos de uma só vez, em apenas uma amassadura, optou-se por fazer a concretagem na central da DST<sup>7</sup>, em Guimarães, Portugal (FIG. 3.20).

<sup>7</sup> DST é a sigla de Domingos da Silva Teixeira (empresa que forneceu o concreto em Portugal).



FIGURA 3.20 – Modelos da série A, antes e depois da concretagem.

Nos modelos da série A foi utilizado um concreto C25/30<sup>8</sup>, classe S4<sup>9</sup>, com agregado graúdo de diâmetro máximo igual a 12 mm. O *slump* alto foi conseguido com a adição de aditivo plastificante associado a uma baixa relação água/cimento.

Utilizou-se um agregado com diâmetro pequeno em função das características do corpo-de-prova e para garantir boas condições de concretagem na posição vertical.

O concreto foi lançado em três camadas de 20 cm, aproximadamente, e vibrado com vibrador de imersão com agulha de 25 mm.

#### 3.4.1.6 *Desmoldagem dos modelos*

Os modelos *push-out* tiveram suas fôrmas retiradas, mas foram mantidos no local da concretagem até adquirirem resistência suficiente para suportar o transporte até ao laboratório sem danos. Cada modelo pesava cerca de 350 kg (FIGS. 3.21 e 3.22).

<sup>8</sup> Nessa especificação, o primeiro número é o  $f_{ck}$  previsto para o corpo-de-prova cilíndrico de 15x30; o segundo é o  $f_{ck}$  previsto para o corpo-de-prova cúbico de 15x15x15cm.

<sup>9</sup> Concreto com abatimento na faixa  $160 \text{ mm} \leq \text{slump} \leq 210 \text{ mm}$ .





FIGURA 3.21 – Aspecto dos modelos dois dias após a concretagem.



FIGURA 3.22 – Modelos da série A na fase de desmoldagem.

Constatou-se que a resina constituinte do MDF hidrófugo reage com o desmoldante, de forma que foi necessário aplicar uma camada de verniz no MDF antes do emprego do desmoldante. Em decorrência desse procedimento, as fôrmas se desprenderam praticamente sem a necessidade de esforço algum. O aspecto do concreto após a desmoldagem pode ser visto na FIG. 3.23.



FIGURA 3.23 – Aspecto do concreto e da fôrma após desmoldagem (fôrma de MDF hidrófugo com verniz selador e desmoldante da SIKA).

Os modelos para os ensaios *push-out* foram curados ao tempo, no pátio da central, cobertos com uma manta plástica grossa para atenuar a variação de temperatura e manter a umidade (FIG. 3.20). Após 5 dias de cura, os modelos foram transportados para o laboratório. Os cilindros também foram curados ao ar livre<sup>10</sup>.

#### 3.4.1.7 Regularização das lajes

Apesar do rigor na montagem e no nivelamento dos modelos, algumas lajes apresentaram irregularidades na base, que prejudicariam um apoio perfeito durante o ensaio. Para corrigir essas imperfeições, os modelos foram virados de cabeça para baixo, e uma argamassa auto-nivelante, confeccionada com Nividur-S da Weber, foi

---

<sup>10</sup> No anexo F do livro "Designers' Handbook to Eurocode 4", de JOHNSON e ANDERSON (1993), há uma recomendação para manter os corpos-de-prova cilíndricos ao lado dos modelos *push-out*, com cura ao ar. Dessa forma, admite-se que o concreto dos cilindros refletirá a realidade dos modelos de maneira mais coerente do que se fossem curados em câmara úmida.



vertida sobre a superfície da laje e contida por uma fita adesiva apropriadamente colocada (FIG. 3.24). Essa argamassa atinge alta resistência mecânica em pouco tempo, de forma que com 12 horas de cura já se tem uma resistência muito superior à necessária para a execução do ensaio *push-out*.



FIGURA 3.24 – Regularização das lajes com argamassa auto-nivelante.

Após a aplicação da argamassa de regularização, as bases das lajes ficaram praticamente planas.

A resistência mecânica do Nividur e a aderência foram tais que após a execução dos ensaios a argamassa permaneceu intacta e manteve-se aderida ao concreto da laje.

Na TAB. 3.1 estão listadas as características e propriedades dos modelos da série A.

TABELA 3.1 – Características e propriedades dos modelos da série A.

modelo	tipo	$f_c$ (MPa)	$t_c$ (mm)	$L_{sc}$ (mm)	$h_{sc}$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)	$D$ (mm)	$n_p$	$\phi$ (mm)	$n_1$	$n_2$	$A_{tr}$ (mm <sup>2</sup> )
A1	CR40-R10	31,90	150	252	70	12,5	40	3	10	6	6	942,48
A2	CR50-SF	33,00	150	315	81,2	12,5	0	0	10	6	0	471,24
A3	CR50-R10	33,10	150	315	81,2	12,5	50	3	10	6	0	471,24
A4	CR50-R10	32,90	150	315	81,2	12,5	50	3	10	6	6	471,24
A5	CR50-R12	32,60	150	315	81,2	12,5	50	3	10	6	0	942,48
A6	CR50-R12	32,50	150	315	81,2	12,5	50	3	10	6	6	942,48
A7	CR60-R10	33,00	150	378	93	12,5	60	3	10	6	6	942,48
A8	CR60-R15	32,90	150	378	93	12,5	60	3	10	6	6	942,48

$f_c$  = resistência à compressão do concreto à data do ensaio *push-out*

$t_c$  = espessura da laje

$L_{sc}$  = comprimento longitudinal do conector

$h_{sc}$  = altura do conector

$t_{sc}$  = espessura da chapa do conector

$D$  = diâmetro de referência (do círculo inscrito no dente trapezoidal)

$n_p$  = número de aberturas no conector (pinos virtuais de concreto)

$\phi$  = diâmetro das barras da armadura transversal

$n_1$  = número de barras de armadura transversal passando por fora do conector

$n_2$  = número de barras de armadura transversal passando por dentro do conector

$A_{tr}$  = área total da armadura transversal =  $(n_1+n_2)\pi\phi^2/4$

$L_c$  = comprimento da laje (sempre constante, igual a 650 mm)

$f_{y_{sc}}$  = resistência ao escoamento do aço do conector (sempre constante, igual a 359 MPa)

$f_{y_{tr}}$  = resistência ao escoamento do aço da armadura (sempre constante, igual a 500 MPa)

### 3.4.2 Montagem e execução dos ensaios *push-out*

#### 3.4.2.1 O equipamento de ensaio

O equipamento para realização de ensaios *push-out* montado no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho é composto de um atuador hidráulico com capacidade de 5000 kN e curso de 80 mm, montado no interior de um pórtico de reação (FIG. 3.25). O circuito hidráulico é controlado por um software e um sistema eletrônico integrados. O pórtico consiste de duas placas maciças de aço estrutural, com 200 mm de espessura cada uma, separadas por quatro colunas tubulares com 270 mm de diâmetro, 40 mm de parede e 1150 mm de comprimento. Esse conjunto é protendido com quatro barras Macalloy que passam por dentro das colunas tubulares, garantindo que o sistema funcione como uma caixa rígida.

O atuador possui duas células de pressão internas e dois transdutores de deslocamento externos, possibilitando ensaios com controle de força ou de deslocamento. O sistema é capaz de aplicar apenas cargas de compressão, o que é apropriado para ensaios do tipo *push-out*.



FIGURA 3.25 – Estrutura de reação e equipamento para o ensaio *push-out*.

#### 3.4.2.2 A montagem

Sobre o modelo é montada uma chapa grossa de aço (30 mm de espessura) com uma concavidade na qual é assentada uma calota esférica (ver FIG. 3.25 e 3.26). A concavidade e a calota possuem superfícies concordantes para permitir uma distribuição adequada da carga. A superfície de contato entre a calota e a chapa de apoio é lubrificada, de forma que as duas permitem ajustes entre o atuador e o modelo, garantindo uma rótula nessa posição. Com esse arranjo, minimiza-se possíveis deficiências na aplicação da carga, em decorrência de pequenas imperfeições nos modelos, já que todos os elementos do ensaio são muito rígidos.

À semelhança do que vinha sendo feito nos ensaios *push-out* na Universidade do Minho (VALENTE, 2007), no ensaio com o modelo A1 foi utilizada uma barra de contenção lateral para impedir o afastamento horizontal das lajes. No entanto, observou-se um *uplift* exagerado na parte superior das lajes, como pode ser visto na FIG. 3.26. A porção inferior estava impedida de se deslocar horizontalmente devido à presença das barras de contenção. Em função desse resultado com o primeiro modelo, e considerando o sistema de apoio proposto na EN 1994-1-1:2004, optou-se por retirar a contenção lateral nos ensaios subsequentes, já que um dos objetivos era averiguar o desempenho do conector Crestbond com relação ao *uplift*.

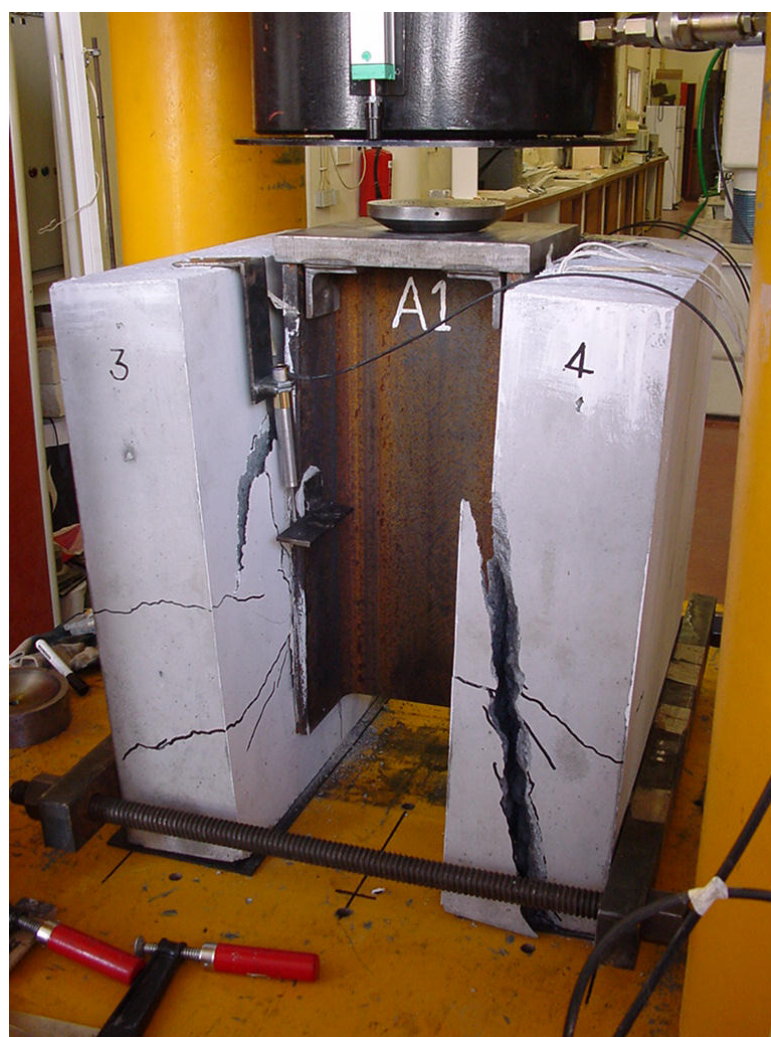


FIGURA 3.26 – Sistema de contenção lateral usado no ensaio A1.



Para reduzir o efeito de imperfeições nas bases das lajes de concreto, os modelos foram apoiados sobre lâminas de neoprene com 5,0 mm de espessura.

Para monitorar o deslizamento relativo na interface entre o aço e o concreto, um transdutor de deslocamento foi fixado em cada uma das lajes e apoiado numa chapa de aço soldada ao perfil. Para monitoração do afastamento horizontal das lajes (*uplift*), utilizou-se dois transdutores de deslocamento fixados numa laje e apoiados na outra, em duas alturas, de forma a permitir o cálculo do deslocamento médio na posição do centróide do conector (FIG. 3.27).

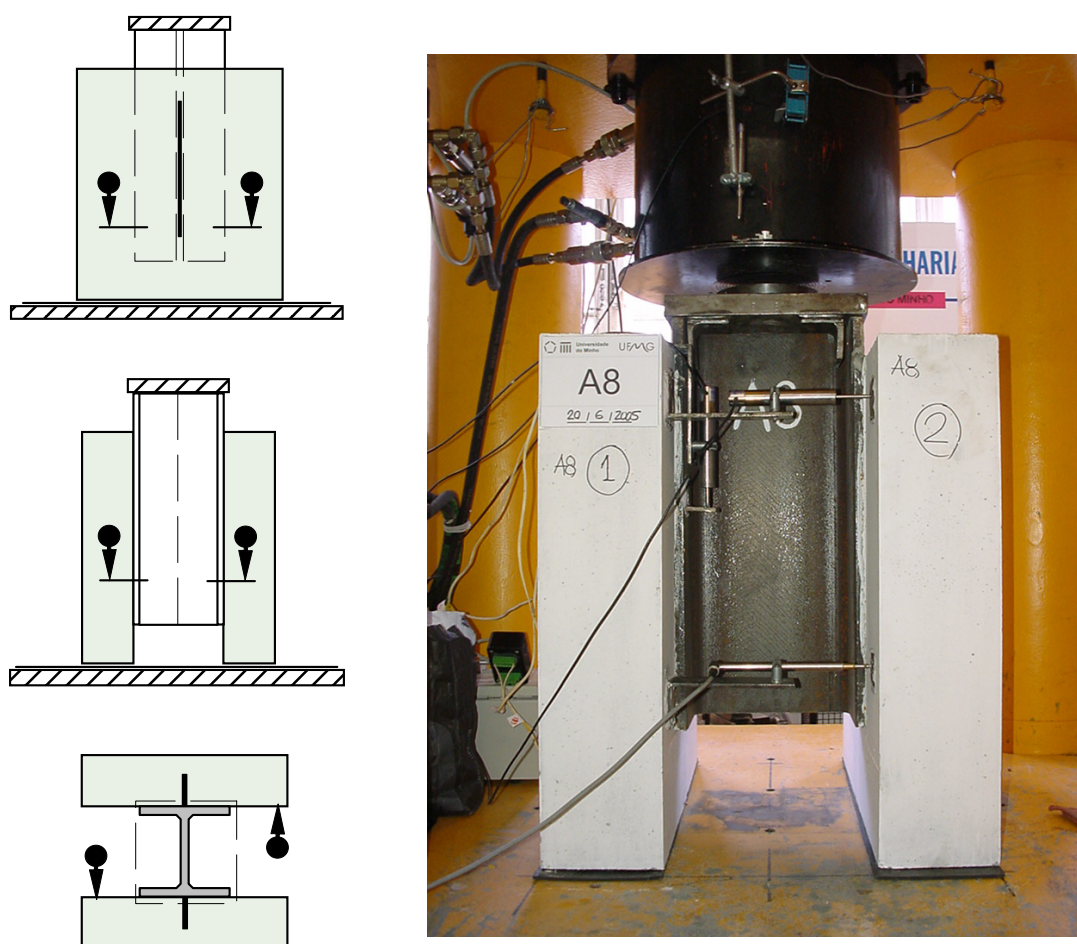


FIGURA 3.27 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento no modelo.

As leituras dos transdutores e dos extensômetros foram registradas pelo software de controle em intervalos regulares de tempo.

### 3.4.2.3 O carregamento

A carga era aplicada em incrementos, de acordo com uma taxa de carregamento ou deslocamento imposta.

O software utilizado para controlar o ensaio permitia programar a aplicação do carregamento. Assim, programou-se um algoritmo com cinco fases distintas, conforme o esquema mostrado na FIG. 3.28.

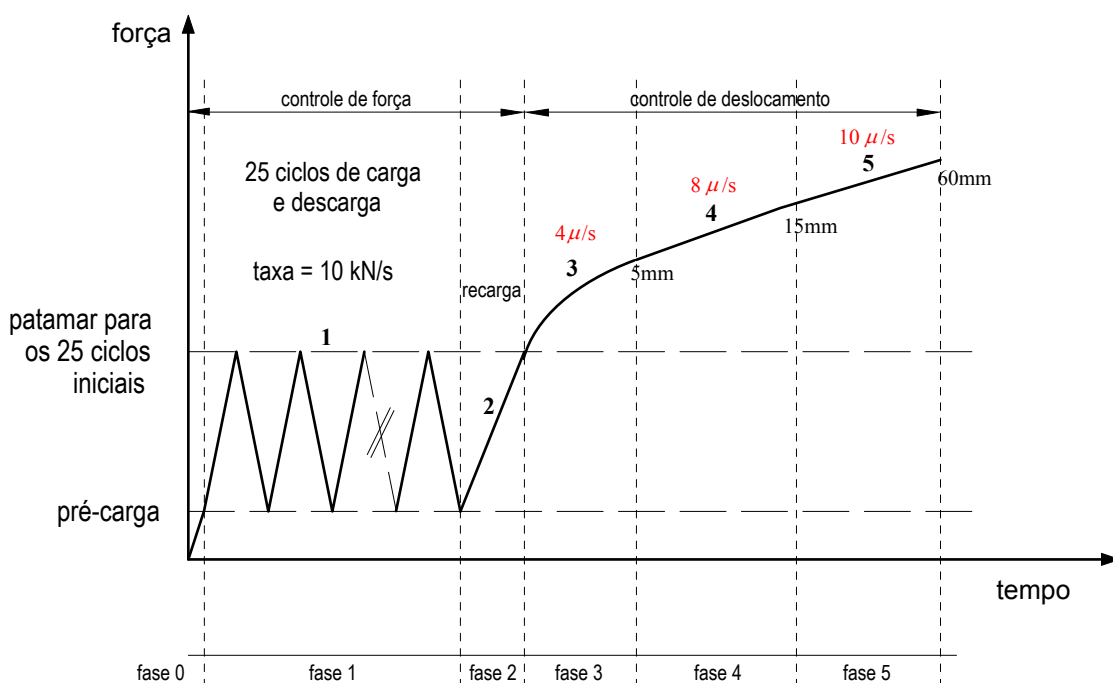


FIGURA 3.28 – Representação esquemática do algoritmo para controle do ensaio *push-out*.

Na primeira fase do ensaio, após a aplicação de uma pré-carga de  $50 \text{ kN}$ , foram executados 25 ciclos de carga e descarga com controle de força, conforme prescrito na EN 1994-1-1:2004, numa faixa entre 5 e 40% da carga última estimada. Na seqüência, aplicou-se um carregamento monotônico lento, com controle de deslocamentos, de forma a permitir a monitoração do comportamento na fase pós-pico.

### 3.4.3 Resultados da série A

O primeiro ensaio da série A foi realizado com o modelo A1, que continha um conector CR40 (FIG. 3.6). Esse ensaio durou mais de duas horas, tendo atingido um deslizamento de mais de 60 mm (notar o deslocamento do êmbolo do atuador hidráulico na FIG. 3.29).

Observou-se que o modo de falha coincide com aquele descrito por outros autores em experimentos similares (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994; STUDNICKA *et al.*, 2000; VALENTE e CRUZ, 2002). O colapso da laje se inicia com a formação de uma fissura logo abaixo do conector, que se manifesta primeiramente na face interna da laje, aparecendo em seguida na face externa. À medida que o carregamento progride, a fissura se propaga ao longo de toda a altura das lajes (FIG. 3.30a). Por fim uma cunha de concreto se destaca na parte inferior interna da laje (FIG. 3.30b).

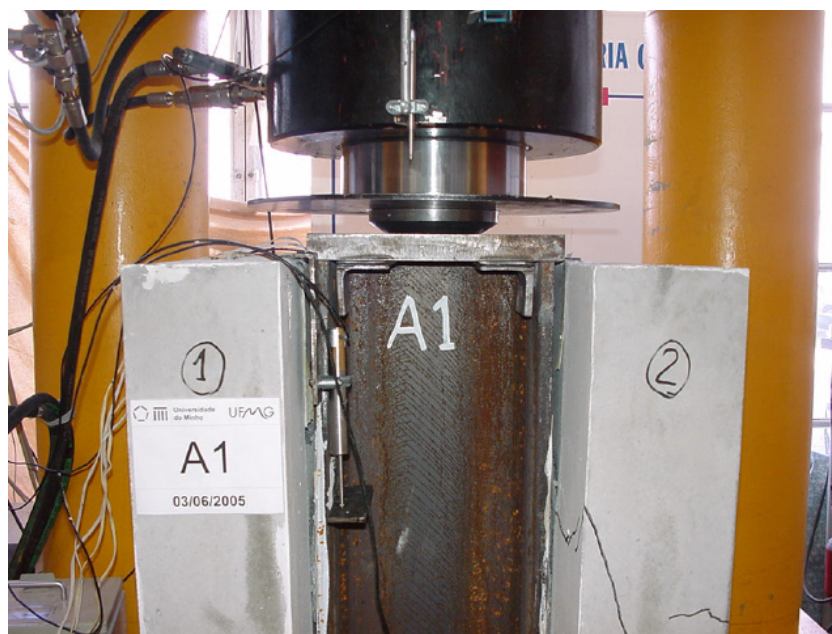


FIGURA 3.29 – Ensaio com o modelo A1 – deslizamento superior a 60 mm.

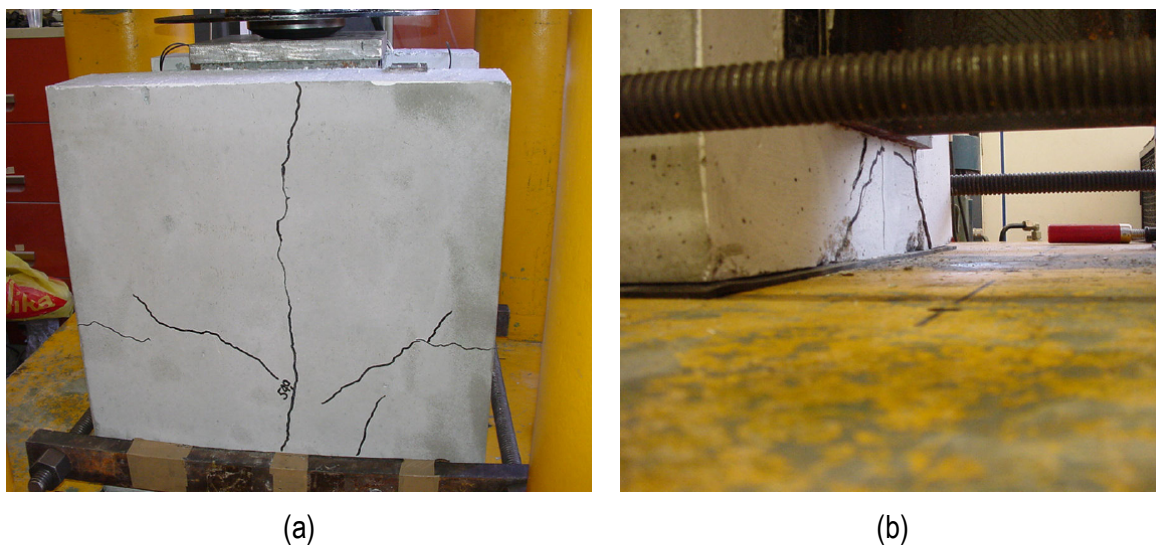


FIGURA 3.30 – Fissuração da laje no modelo A1.

A ruptura do modelo é bastante dúctil, observando-se uma grande capacidade de resistência pós-pico (FIG. 3.31).

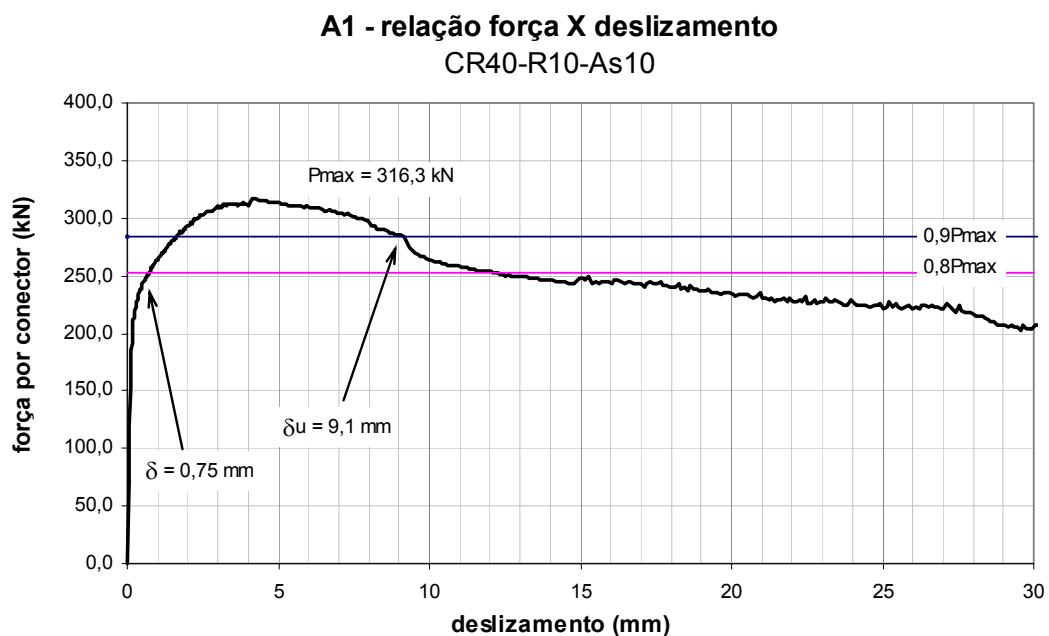


FIGURA 3.31 – Relação força-deslizamento para o modelo A1.



Ao final do ensaio A1, o modelo foi desmontado para verificação do estado dos conectores e da armadura. Constatou-se que os dentes extremos do conector CR40 haviam rompido, e os internos haviam sofrido deformação (FIG. 3.32). Todavia, dado o estado de fissuração das lajes, não era possível saber, naquele momento, se a carga máxima atingida no ensaio havia sido governada pelo colapso do concreto ou do conector.

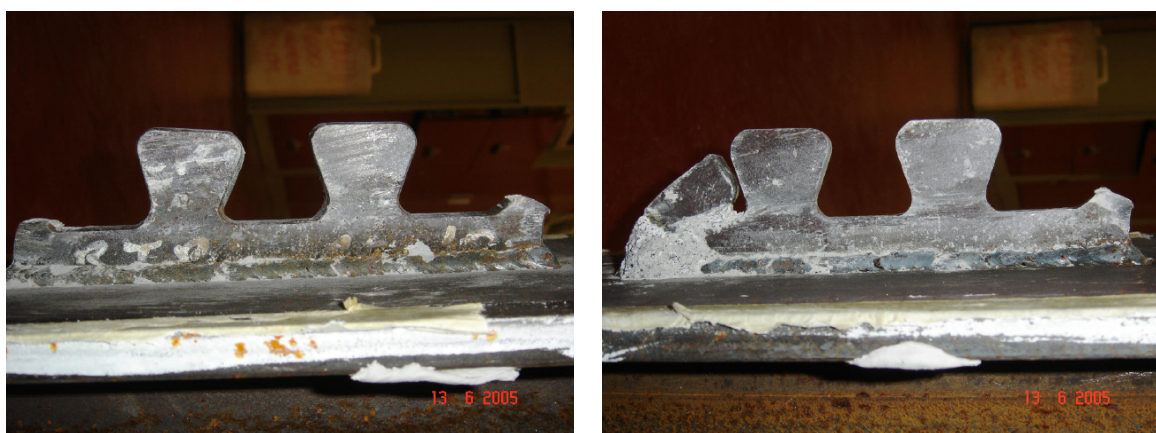


FIGURA 3.32 – Estado dos conectores do modelo A1 ao final do ensaio.

Os ensaios posteriores da série A seguiram o mesmo padrão, exceto para o modelo A2, que possuía um conector CR-SF (sem dentes). Havia a suspeita de que a deformação exagerada dos dentes do conector fosse consequência do grande deslizamento permitido durante o ensaio; a laje rompia, mas, devido ao efeito da armadura, a pressão do concreto fissurado sobre os dentes produzia esforços superiores ao limite de escoamento do aço do conector. Observou-se ainda que o modo de ruptura variou conforme as diferentes alturas dos conectores CR40, CR50 e CR60 (FIGs. 3.33 e 3.34).



Modelo A3 – CR50-R10-As0



Modelo A3 – CR50-R10-As0



Modelo A4 - CR50-R10-As10



Modelo A4 - CR50-R10-As10



Modelo A5 - CR50-R12-As0



Modelo A5 - CR50-R12-As0



Modelo A6 - CR50-R12-As10



Modelo A6 - CR50-R12-As10

FIGURA 3.33 – Ruptura dos dentes nos modelos da série A com CR50.





Modelo A7 – CR60-R10-As10



Modelo A7 – CR60-R10-As10



Modelo A8 – CR60-R15-As10



Modelo A8 – CR60-R15-As10

FIGURA 3.34 – Ruptura dos dentes nos modelos com CR60 da série A.

A ruptura das lajes foi caracterizada por fissuração longitudinal na linha do conector e destacamento de uma cunha de concreto na face interna (FIG. 3.35).



Modelos A1 e A4 – face externa das lajes



Modelos A4 e A1 – face interna das lajes



Modelos A3 e A5 – face externa das lajes



Modelos A5 e A3 – face interna das lajes



Modelos A7 e A8 – face externa das lajes

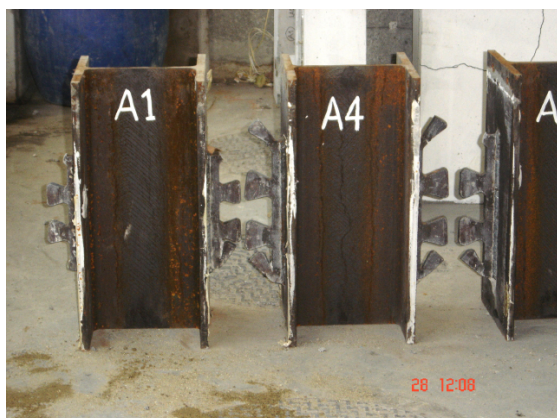


Modelos A8 e A7 – face interna das lajes

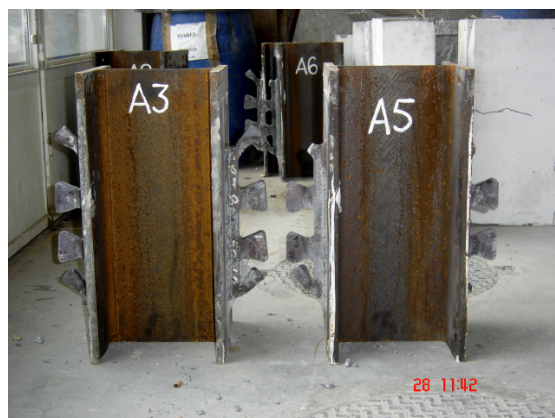
FIGURA 3.35 – Lajes dos modelos da série A após desmonte.

Na FIG. 3.36 são mostrados os perfis dos modelos da série A com os conectores deformados.

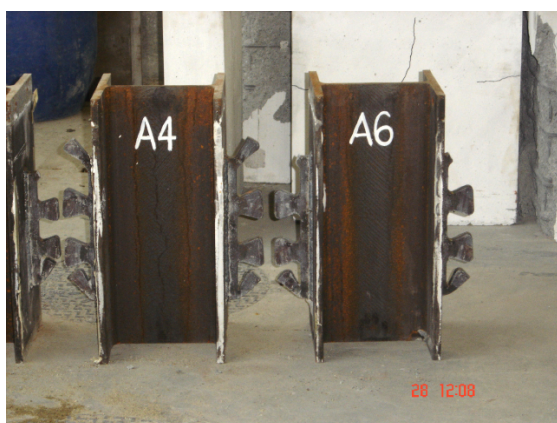




Modelos A1 e A4 – com armadura passante



Modelos A3 e A5 – sem armadura passante



Modelos A4 e A6 – com armadura passante



Modelos A7 e A8 – com armadura passante

FIGURA 3.36 – Perfis dos modelos da série A após desmonte das lajes.

Como se pode observar na FIG. 3.36, a deformação dos dentes exibiu o mesmo comportamento em todos os modelos. Uma peculiaridade ocorreu no modelo A7, em que um dente interno girou a ponto causar a ruptura do por tração na base do dente. Em todos os modelos ocorreu alguma deformação dos dentes internos.

Observando os modelos A7 e A8 desmontados após o ensaio, percebe-se que as barras de aço permaneceram no centro do dente, praticamente sem deformação de flexão, e não chegaram a tocar a parede do dente, pressionando o conector. Isso indica que o esforço que causou o colapso do dente foi apenas a pressão do concreto.

Nos modelos da série A, variou-se o raio de curvatura dos cantos dos dentes com o objetivo de identificar alguma influência dessa variável, já que pode ocorrer maior ou

menor concentração de tensões nos cantos, dependendo desse raio. Contudo os resultados foram inconclusivos no tocante a esse quesito. Nas séries seguintes essa variável foi eliminada da análise.

Na FIG. 3.37 são apresentadas as curvas força-deslizamento para ensaios da série A e, na TABELA 3.2, um resumo dos resultados.

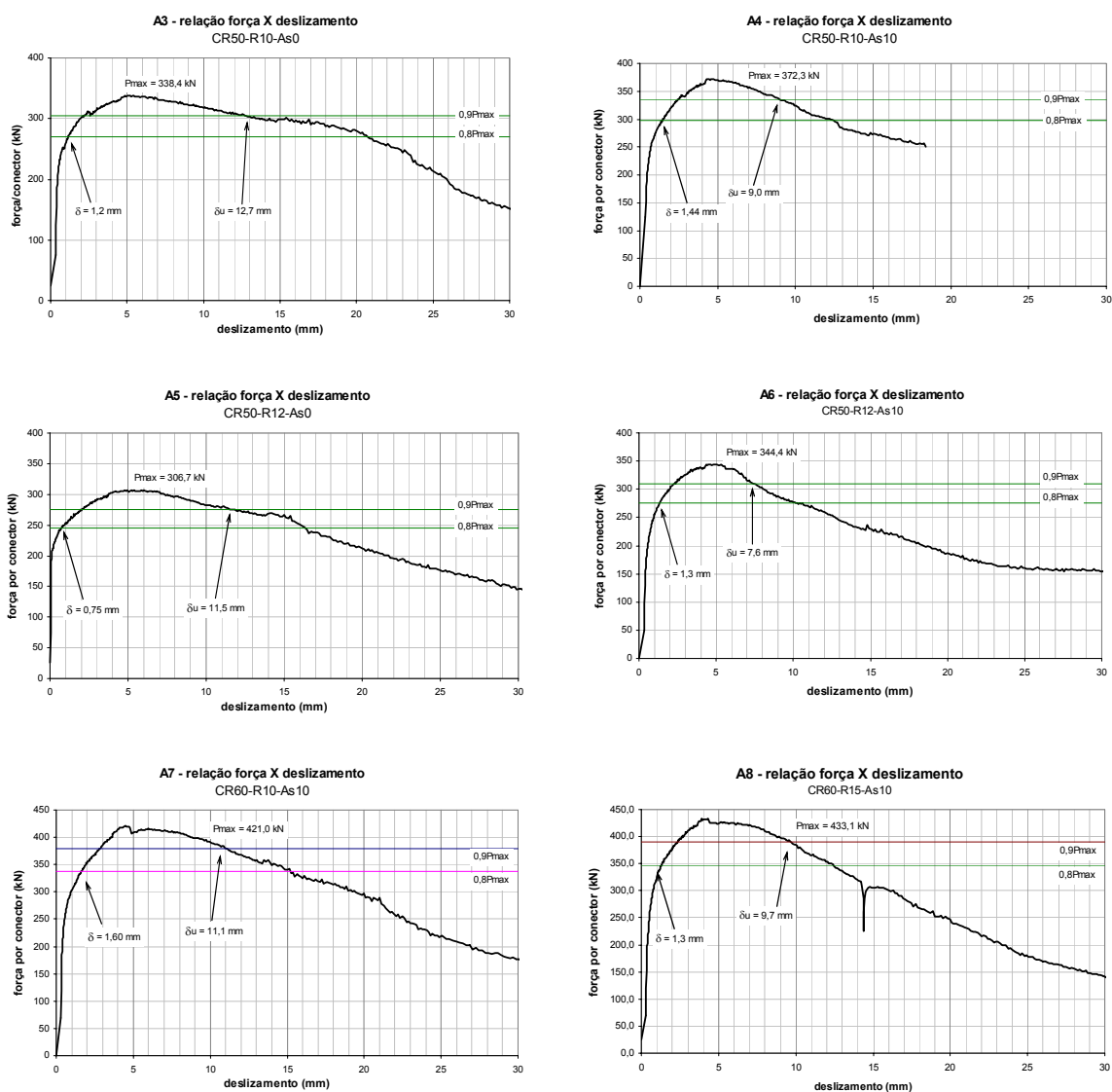


FIGURA 3.37 – Curvas força-deslizamento para modelos da série A.

TABELA 3.2 - Resultados experimentais para os modelos da série A.

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto dias	$f_c$ (*) MPa	$P_{max}$ total kN	$P_{max}$ por conector kN	tempo em $P_{max}$ hh:mm:ss	base de apoio	regularização da base	$\delta$ mm	tempo ensaio hh:mm:ss	$\delta$ final mm
1	A1	CR40-R10-As10	7/6/2005	34	31,9	632,5	316,3	00:42:11	neopr 3mm	mó	4,20	02:18:22	60,9
2	A4	CR50-R10-As10	15/6/2005	42	32,5	744,5	372,3	00:42:24	neopr 3mm	mó	4,35	01:11:21	24,8
3	A6	CR50-R12-As10	17/6/2005	44	32,6	739,4	369,7	00:42:52	neopr 3mm	mó	4,65	01:41:52	44,6
4	A8	CR60-R15-As10	20/6/2005	47	32,9	866,0	433,0	00:42:47	neopr 3mm	mó	3,90	01:07:31	18,4
5	A5	CR50-R12-As0	20/6/2005	47	32,9	613,3	306,7	00:45:43	neopr 3mm	mó	5,20	01:55:02	54,7
6	A2	CR50-SF	22/6/2005	49	33,0	387,0	193,5	00:37:52	neopr 5mm	Nividur	5,46	01:39:52	42,2
7	A7	CR60-R10-As10	22/6/2005	49	33,0	842,0	421,0	00:44:00	neopr 5mm	Nividur	4,48	01:33:50	42,3
8	A3	CR50-R10-As0	23/6/2005	50	33,1	676,7	338,4	00:43:00	neopr 5mm	Nividur	5,03	01:42:41	44,8

(\*)  $f_c$  estimado com base na curva experimental

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto dias	$f_c$ (*) MPa	$P_{max}$ total kN	$P_{max}$ por conector kN	$P_k$ kN	$\delta_u$ mm	$\delta_{uk}$ mm	$\delta_{80}$ mm	$up_{80}$ mm	$up_{80}/\delta_{80}$ %
1	A1	CR40-R10-As10	7/6/2005	34	31,9	632,5	316,3	284,6	9,10	8,19	0,75	0,36	48,0%
6	A2	CR50-SF	22/6/2005	49	33,0	387,0	193,5	174,2	10,90	9,81	1,60	0,55	34,4%
8	A3	CR50-R10-As0	23/6/2005	50	33,1	676,7	338,4	304,5	12,70	11,43	1,20	0,45	37,5%
2	A4	CR50-R10-As10	15/6/2005	42	32,5	744,5	372,3	335,0	9,00	8,10	1,44	0,64	44,4%
5	A5	CR50-R12-As0	20/6/2005	47	32,9	613,3	306,7	276,0	11,50	10,35	0,75	0,31	41,3%
3	A6	CR50-R12-As10	17/6/2005	44	32,6	739,4	369,7	332,7	7,60	6,84	1,30	0,83	63,8%
7	A7	CR60-R10-As10	22/6/2005	49	33,0	842,0	421,0	378,9	11,10	9,99	1,60	0,80	50,0%
4	A8	CR60-R15-As10	20/6/2005	47	32,9	866,0	433,0	389,7	9,70	8,73	1,30	0,25	19,2%
média										9,18			

$P_{max}$  = carga máxima atingida no ensaio

$\delta$  = deslizamento correspondente a  $P_{max}$

$P_k = 0,9 P_{max}$

$\delta_u$  = deslizamento correspondente a  $P_k$

$\delta_{uk} = 0,9\delta_u$  (capacidade de deslizamento característica)

Se  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm, o conector é classificado como dúctil (EN 1994-1-1:2004)

$\delta_{80}$  = deslizamento correspondente a  $0,8P_{max}$

$up_{80}$  = *uplift* correspondente a  $0,8P_{max}$

O *uplift* para  $0,8P_{max}$  deve ser inferior a 50% de  $\delta_{80}$

### 3.4.4 Controle tecnológico do concreto usado na série A

Durante a concretagem dos modelos da série A, foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos de 15×30 cm. Após 48 horas de cura ao ar, na central, esses corpos-de-prova foram desmoldados e transportados para o laboratório, tendo sido devidamente identificados e armazenados em local apropriado (FIG. 3.38).



FIGURA 3.38 – Corpos-de-prova cilíndricos para caracterização do concreto.

Os procedimentos de preparação dos corpos-de-prova e de execução dos ensaios de caracterização do concreto foram conduzidos conforme as normas brasileiras ABNT NBR 5738:2003, ABNT NBR 5739:1994 e ABNT NBR 8522:2003.

#### 3.4.4.1 Resistência à compressão do concreto usado na série A

A resistência à compressão do concreto foi determinada por meio de ensaios de compressão axial em cilindros de 15×30 cm (FIG. 3.39).



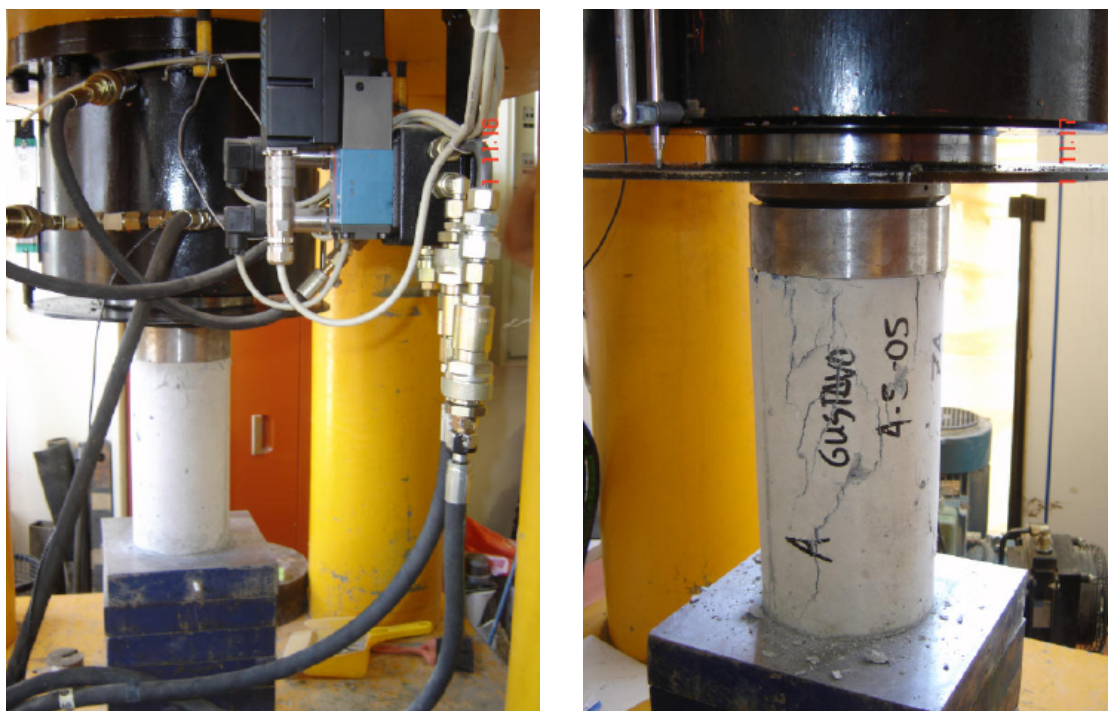


FIGURA 3.39 – Ensaio para determinação da resistência à compressão do concreto.

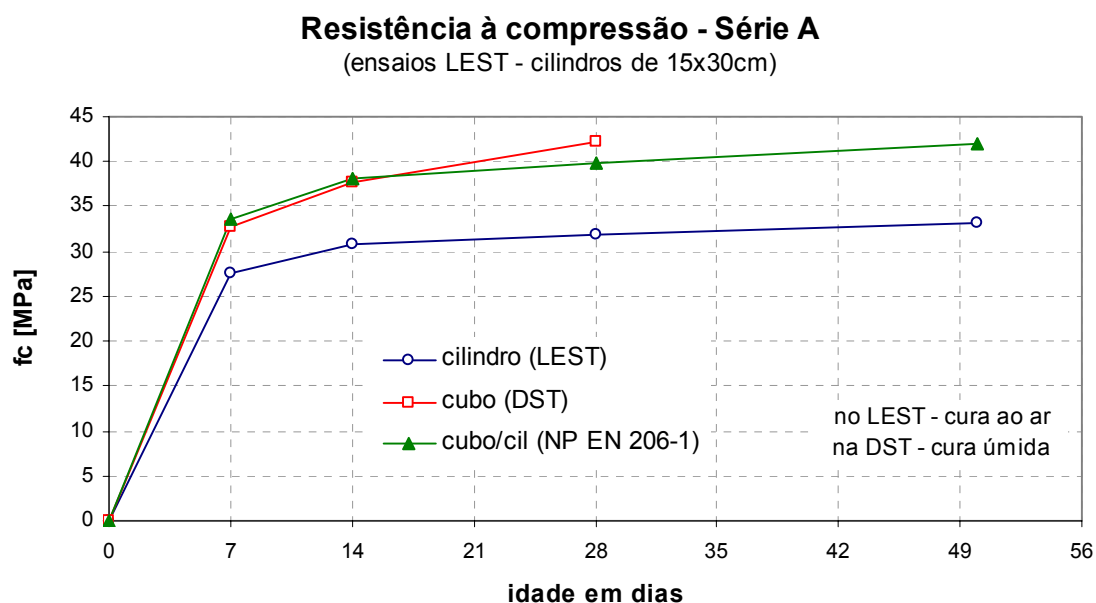
Os cilindros moldados durante a concretagem dos modelos foram ensaiados à compressão, em grupos de três, aos 7, 14, 28 e 50 dias de cura. Na TAB. 3.3, são apresentados os resultados obtidos para a resistência à compressão do concreto da série A.

Os ensaios dos cilindros 1 a 9 foram feitos com controle de força, com velocidade de carregamento de  $5,3 \text{ kN/s} \cong 0,30 \text{ MPa/s}$ . Os ensaios 10 a 12 foram efetuados com controle de deslocamento, a uma taxa de  $0,008 \text{ mm/s}$ , que corresponde aproximadamente a uma taxa de carregamento da ordem de  $0,17 \text{ MPa/s}$ .

A empresa que forneceu o concreto também fez uma amostragem em cubos de  $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}$ . Na FIG. 3.40 são mostradas as curvas experimentais para a resistência à compressão obtida com os corpos-de-prova cilíndricos e com os cúbicos.

TABELA 3.3 – Resistência à compressão para o concreto da série A.

cp	data da moldagem	idade em dias	data ensaio	Pmax [kN]	fc [MPa]	peso [kg]	comprim [cm]	massa específica [kg/m <sup>3</sup> ]	tempo até Pmax
1	4/5/2005	7	11/5/2005	464,2	<b>26,3</b>	11,96	-	-	-
2	4/5/2005	7	11/5/2005	499,6	<b>28,3</b>	12,14	-	-	-
3	4/5/2005	7	11/5/2005	500,9	<b>28,3</b>	12,10	-	-	-
4	4/5/2005	14	18/5/2005	545,0	<b>30,8</b>	12,08	30,0	2278,6	-
5	4/5/2005	14	18/5/2005	554,0	<b>31,4</b>	12,14	30,0	2289,9	-
6	4/5/2005	14	18/5/2005	531,0	<b>30,0</b>	12,02	30,0	2267,3	-
7	4/5/2005	28	1/6/2005	586,0	<b>33,2</b>	11,98	29,9	2267,3	-
8	4/5/2005	28	1/6/2005	534,0	<b>30,2</b>	11,90	29,9	2252,2	-
9	4/5/2005	28	1/6/2005	565,0	<b>32,0</b>	12,04	30,0	2271,1	-
10	4/5/2005	50	23/6/2005	571,4	<b>32,3</b>	12,00	30,0	2263,5	3' 08"
11	4/5/2005	50	23/6/2005	591,0	<b>33,4</b>	12,12	30,0	2286,2	3' 08"
12	4/5/2005	50	23/6/2005	590,4	<b>33,4</b>	12,00	29,9	2271,1	3' 12"

FIGURA 3.40 – Evolução da resistência à compressão do concreto utilizado na série A<sup>11</sup>.

<sup>11</sup> LEST é a sigla do Laboratório de Estruturas do Depto. de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

DST é a sigla de Domingos da Silva Teixeira (empresa que forneceu o concreto em Portugal).

NP EN 206-1:2005 é a norma europeia usada como referência para a relação entre as resistências à compressão tomadas em corpos de prova cilíndricos e cúbicos.

#### 3.4.4.2 Módulo de elasticidade – série A

O procedimento para determinação do módulo de elasticidade do concreto é definido pela NBR 8522:2003 (ABNT, 2003). Segundo essa norma, deve-se aplicar uma pré-carga ao corpo-de-prova, correspondente a uma tensão de 0,5 MPa. Em seguida devem ser feitos três ciclos de carregamento e descarregamento, desde a carga básica até uma carga da ordem de 30% de  $f_c$  na data do ensaio.

A NBR 8522:2003 recomenda posicionar o corpo-de-prova na máquina e aplicar o carregamento a uma velocidade de  $(0,25 \pm 0,05)$  MPa/s, até que seja alcançada uma tensão de aproximadamente 30% da resistência à compressão do concreto ( $\sigma_b$ ). Esse nível de tensão deve ser mantido por 60 s<sup>(12)</sup>. Em seguida, a carga deve ser reduzida à mesma velocidade do processo de carregamento até o nível da tensão básica ( $\sigma_a$ ), conforme mostrado na FIG. 3.41. Devem ser realizados mais dois ciclos de pré-carga adicionais, obedecendo às mesmas velocidades de carga e descarga e mantendo as tensões extremas ( $\sigma_a$  e  $\sigma_b$ ) constantes, alternadamente, durante períodos de 60 s cada. Depois do último ciclo de pré-carga, e decorrido o período de 60 s sob a tensão  $\sigma_a$ , devem ser registradas as deformações específicas  $\varepsilon_a$ , tomadas em no máximo 30 s. O corpo-de-prova deve ser então carregado novamente com a tensão  $\sigma_b$ , à velocidade especificada, e as deformações  $\varepsilon_b$  devem ser tomadas em no máximo 30 s, após uma espera de 60 s, como mostra a FIG. 3.41.

A NBR 8522:2003 recomenda que a resistência  $f_c$  seja medida em dois cilindros, antes de se fazer o ensaio do módulo de elasticidade, a fim de que esse valor de  $f_c$  seja a referência para os  $0,30f_c$  a adotar para o patamar de carga nos ciclos de carregamento. Excepcionalmente, como não foram previstos ensaios extras para essas medições prévias de  $f_c$ , considerou-se  $f_c = 25$  MPa, e o patamar de carga admitido para os ciclos foi de 135 kN.

---

<sup>12</sup> Em geral as normas recomendam aguardar 60 segundos nos patamares de carga mínima e máxima (ABNT, 2003; RILEM, 1975). Esse tempo de espera é importante para permitir a acomodação do material devido à redução do volume de vazios.

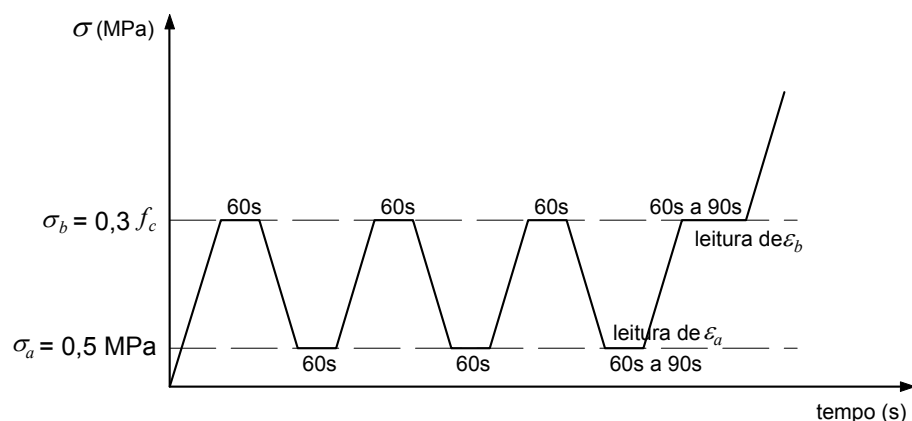


FIGURA 3.41 – Representação esquemática do carregamento para o ensaio de determinação do módulo de elasticidade segundo a NBR 8522.

O módulo de elasticidade,  $E_{ci}$ , em gigapascals, é dado pela fórmula:

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3}$$

onde:

$\sigma_b$  é a tensão maior, em megapascals ( $\sigma_b = 0,3 f_c$ )

$\sigma_a$  é a tensão básica, em megapascals ( $\sigma_a = 0,5 \text{ MPa}$ )

$\varepsilon_b$  é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados, sob a tensão maior.

$\varepsilon_a$  é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados, sob a tensão básica.

Os resultados devem ser arredondados para a primeira casa decimal e expressos em gigapascals.

Para a execução do ensaio foram utilizados três transdutores de deslocamento (LVDTs – ver FIG. 3.42), instalados entre dois anéis metálicos apoiados em três pontos sobre geratrizes do corpo-de-prova. As deformações específicas foram determinadas em função dos deslocamentos lidos nos transdutores e do comprimento da base de medida no corpo-de-prova (FIG. 3.43). Os LVDTs empregados possuíam precisão de  $1 \times 10^{-3} \text{ mm}$  e curso de  $\pm 1,0 \text{ mm}$ . O deslocamento considerado é a média dos três deslocamentos lidos nos três LVDTs, que corresponde ao ponto médio do plano

definido pelos três pontos lidos. A base de medida era de 102 mm, conforme o esquema mostrado na FIG. 3.43.

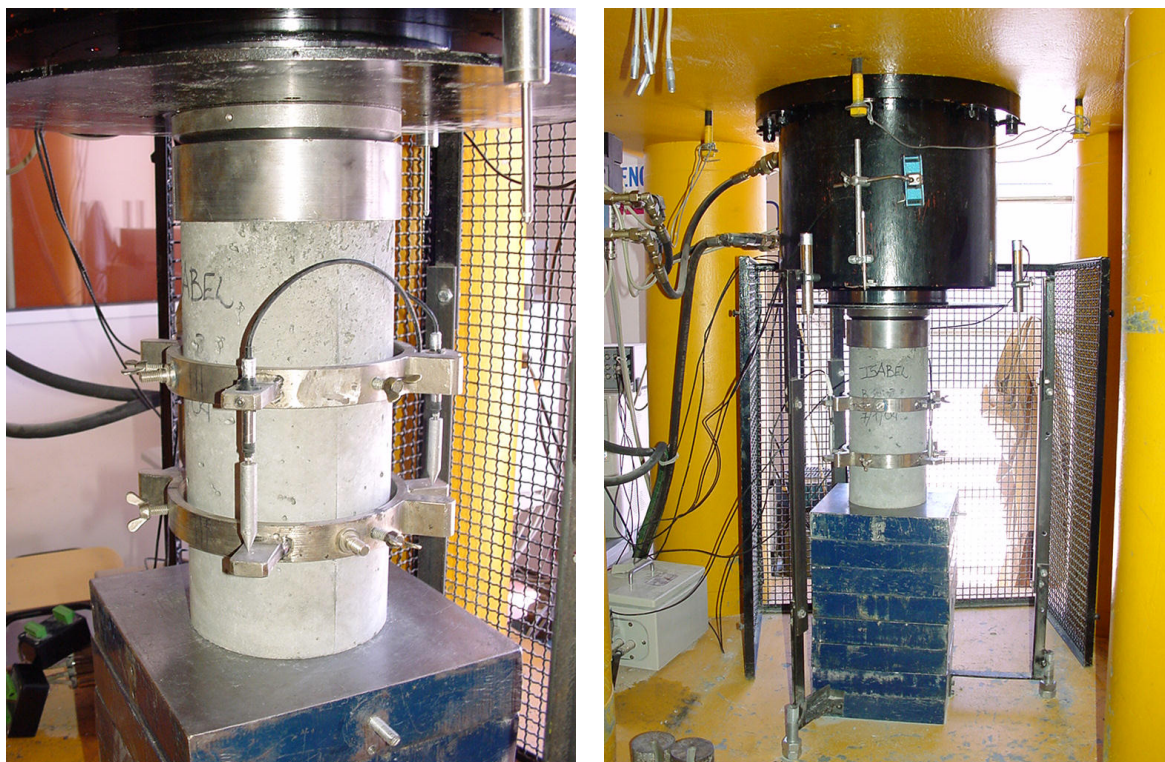


FIGURA 3.42 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade.

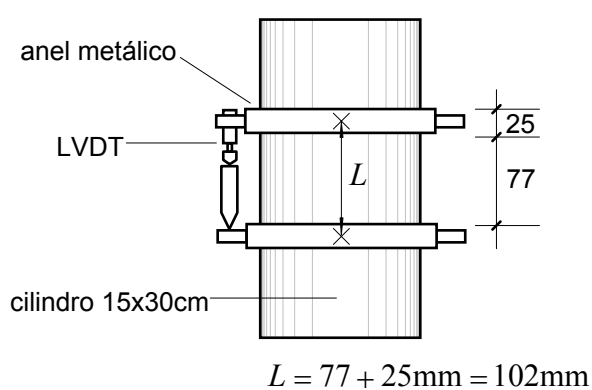


FIGURA 3.43 – Base de medida para o ensaio de determinação do módulo de elasticidade.

Em virtude de uma limitação do software de controle, admitiram-se patamares apenas para o limite superior de carga. Para o limite inferior ( $\sigma_u$ ), o recarregamento foi iniciado

imediatamente após o descarregamento, sem tempo de espera. O diagrama mostrado na FIG. 3.44 mostra o procedimento efetivamente programado no software para o ensaio do módulo de elasticidade. O ensaio foi executado com controle de força.

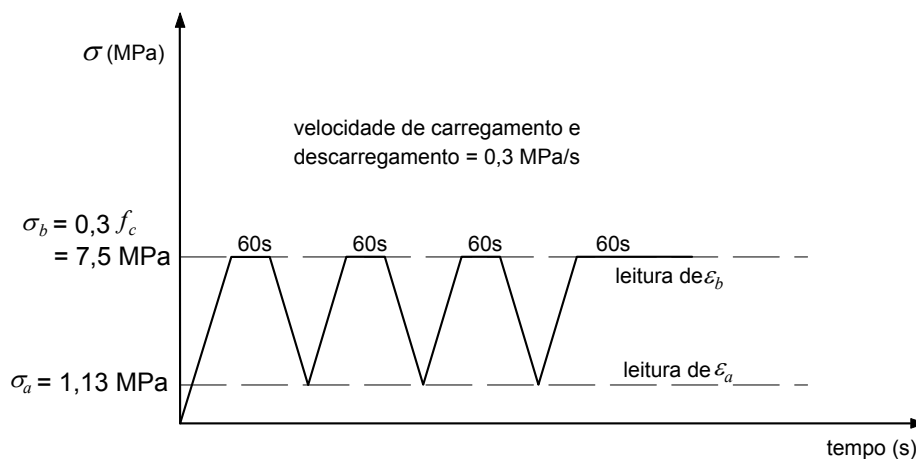


FIGURA 3.44 – Representação esquemática do carregamento executado no LEST para a determinação do módulo de elasticidade.

A máquina de ensaio possui uma limitação relacionada à capacidade do sistema e à precisão dos sensores de carga. O atuador hidráulico de 5000 kN possui duas células de pressão internas, cujas leituras são ponderadas pelo software de controle para estimativa da carga atuante. A menor carga que se consegue aplicar com esse sistema, com alguma estabilidade, é da ordem de 20 kN. Por essa razão, as pré-cargas mínimas são sempre de 20 kN, o que equivale a uma tensão de 1,13 MPa para um cilindro de 15x30 cm e corresponde a mais do dobro da tensão mínima recomendada pela NBR 8522:2003, que é de 0,5 MPa.

Na TAB. 3.4 são apresentados os resultados para o módulo de elasticidade aos 14 dias. O valor de  $\sigma_b$  corresponde aproximadamente a 30% de  $f_{c14} = 25$  MPa. Esse valor de  $f_c$  foi adotado *a priori*, pela impossibilidade de determinar experimentalmente a resistência do concreto antes do ensaio para o módulo de elasticidade, já que o número de cilindros disponível era insuficiente para isso. O ensaio para o módulo de elasticidade, por ser não-destrutivo, foi executado sobre os cilindros tomados para a determinação de  $f_{c14}$ . Posteriormente, após a determinação experimental de  $f_c$ , obteve-se

o valor médio de 30,7 MPa, aproximadamente 22,8% maior do que os 25 MPa estimados inicialmente.

TABELA 3.4 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 14 dias – série A.

modelo	$\Delta L_a$ (mm)	$\Delta L_b$ (mm)	$\varepsilon_a$	$\varepsilon_b$	$\sigma_a$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$E_{c14}$ (GPa)
cA04	0,002	0,032	$19,6 \times 10^{-6}$	$313,7 \times 10^{-6}$	1,24	7,64	21,8
cA05	0,006	0,031	$58,8 \times 10^{-6}$	$303,9 \times 10^{-6}$	1,30	7,58	25,6
cA06	0,007	0,034	$68,6 \times 10^{-6}$	$333,3 \times 10^{-6}$	1,41	7,70	23,8
						média	23,7

Aplicando-se a expressão da NBR 6118 para o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) e considerando-se a resistência à compressão média aos 14 dias de idade igual a 30,7 MPa, tem-se:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{cj}} = 4760 \sqrt{30,7} = 26,4 \text{ GPa}$$

Para os cilindros com 28 dias de idade optou-se por fazer o ensaio para determinação da curva tensão×deformação, conforme a NBR 8522:2003. O ensaio foi executado com controle de força.

A TAB. 3.5 apresenta os resultados para o módulo de elasticidade tangente inicial aos 28 dias. Os resultados foram tomados da curva tensão×deformação para valores correspondentes a  $0,18f_c$  e  $0,30f_c$ , respectivamente. O  $E_{ci}$  do corpo-de-prova cA08 aos 28 dias apresentou valor inferior ao medido aos 14 dias de idade para o mesmo concreto, razão pela qual foi desconsiderado. Não foi feito o ensaio de módulo de elasticidade para o cilindro cA09.

TABELA 3.5 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 28 dias – série A.

modelo	$\Delta L_a$ (mm)	$\Delta L_b$ (mm)	$\varepsilon_a$	$\varepsilon_b$	$\sigma_a$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$E_{c28}$ (GPa)
cA07	0,020	0,041	$196,078 \times 10^{-6}$	$368,696 \times 10^{-6}$	5,8	10,1	24,91
cA08	0,017	0,049	$240,2 \times 10^{-6}$	$578,4 \times 10^{-6}$	5,5	11,7	18,33
cA09	-	-	-	-	-	-	-

Para uma resistência à compressão média aos 28 dias de idade igual a 31,8 MPa, aplicando-se a expressão da NBR 6118 para o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ), tem-se

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{cj}} = 4760 \sqrt{31,8} = 26,8 \text{ GPa}$$

que corresponde a uma diferença de 8% em relação ao resultado de 24,91 GPa obtido para o cA07.

### 3.5 O segundo protótipo

Quando o conector Crestbond foi concebido originalmente na UFMG, os principais fatores que condicionaram sua concepção foram: (a) a simetria do corte, visando maior produtividade na fabricação (FIG. 3.2); (b) as dimensões correlacionadas com um conector Perfobond com furos de 50 mm (FIG. 3.3) e (c) o espaçamento ideal entre os centros de furos adjacentes. A espessura de 12,5 mm para o conector foi adotada em função da espessura comercial mais próxima do valor recomendado por outros autores, que já haviam estudado anteriormente a relação entre a espessura da chapa e o efeito de pino no concreto (KRAUS e WURZER, 1997; USHIJIMA *et al.*, 2000). Na ocasião, não houve uma preocupação preliminar com a análise de tensões no conector proposto, e os primeiros protótipos foram imediatamente fabricados.

O programa experimental foi então planejado para ser executado em três séries de oito ensaios *push-out*, chamadas A, B e C, totalizando 24 ensaios. A série A visava a investigação do comportamento do conector Crestbond de um ponto de vista qualitativo, envolvendo diversas variações na sua geometria, bem como na configuração geral do modelo, objetivando a eleição de uma configuração promissora a ser caracterizada na segunda etapa do programa.

Devido à prerrogativa do corte simétrico, o conector original possuía dentes extremos menores do que os internos. Após os primeiros ensaios, constatou-se que esses dentes



extremos menores falhavam sob a pressão do concreto adjacente, como pode ser visto nas FIGS. 3.33 e 3.36.

Em conexões mistas com conectores como o Crestbond, é desejável que a ruptura se dê preferencialmente pelo concreto, pois assim assegura-se o esgotamento da capacidade da laje. Como os resultados dos ensaios da série A deixaram dúvidas quanto a esse quesito, foi feita uma análise de tensões do primeiro protótipo, para verificar o déficit de resistência da chapa de aço na base dos dentes e investigar a possibilidade de suprir essa deficiência, mantendo-se uma geometria adequada para o conector proposto.

A partir de uma verificação da resistência à flexão dos dentes, aumentou-se a dimensão da base destes em cerca de 25%, com o objetivo de elevar a resistência e a rigidez do conector para averiguar a resposta do modelo nos ensaios seguintes.

Tendo em vista o exposto, concebeu-se um segundo protótipo com relações dimensionais um pouco diferenciadas do primeiro (FIGs. 3.45 e 3.46). A base dos dentes internos foi ligeiramente aumentada, e os dentes extremos passaram a ter a mesma base dos internos, mantendo-se os demais aspectos da geometria do conector. O resultado foi um conector com geometria relacionada a um diâmetro de referência de 56 mm, denominado CR56b<sup>13</sup>.

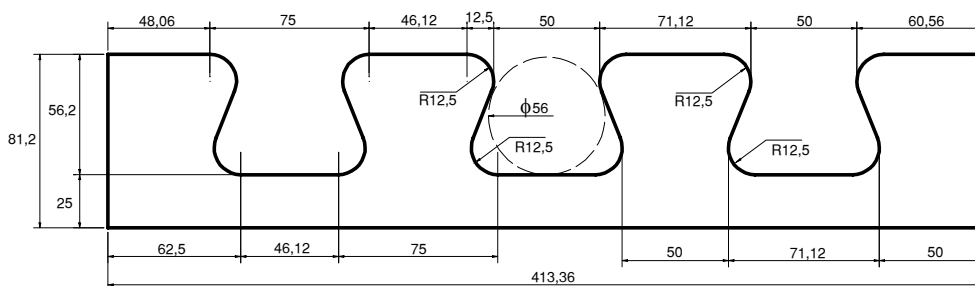
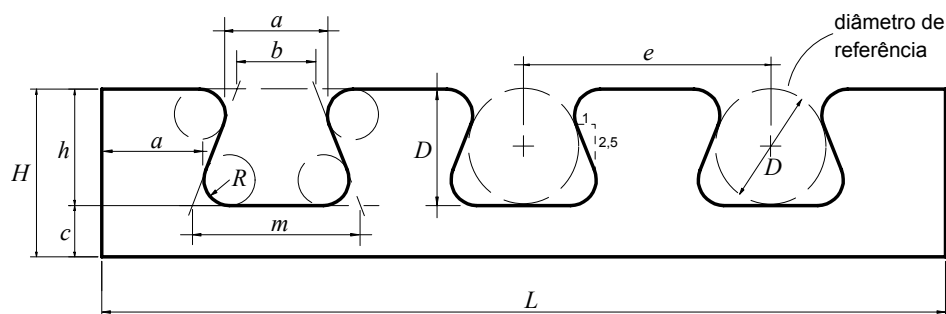


FIGURA 3.45 – Segundo protótipo do conector Crestbond com os dentes reforçados - CR56b.

<sup>13</sup> A denominação para os conectores Crestbond tratados neste trabalho segue um padrão. Por exemplo, na designação CR56b, o número 56 é o diâmetro de referência em milímetros e a terminação 'b' significa que é a versão modificada, em que os dentes extremos possuem a mesma base que os internos. Se o nome do conector não termina com a letra 'b', trata-se de um exemplar do primeiro protótipo, que possuía dentes extremos menores.



- $D$  = diâmetro do círculo inscrito no dente  
 $R$  = raio de curvatura dos cantos dos dentes  
 $h$  = altura do dente =  $D$   
 $m = 1,48D$  = base maior do trapézio de referência  
 $b = 0,45m$  = base menor do trapézio de referência  
 $a = 2,88R + 0,25D$  (menor seção do dente)  
 $L = 2a + 2b + 3m$  = comprimento do conector  
 $e = m + b$  = espaçamento entre centros de aberturas  
 $c$  = altura da base do dente (pode ser variada conforme a tipologia do sistema)

FIGURA 3.46 – Relações dimensionais para o conector CR56b.

Com a mudança da proporção dos dentes extremos em relação à versão original, houve necessidade de modificar também o plano de corte, conforme mostrado na FIG. 3.47, para preservar a possibilidade do corte simétrico.

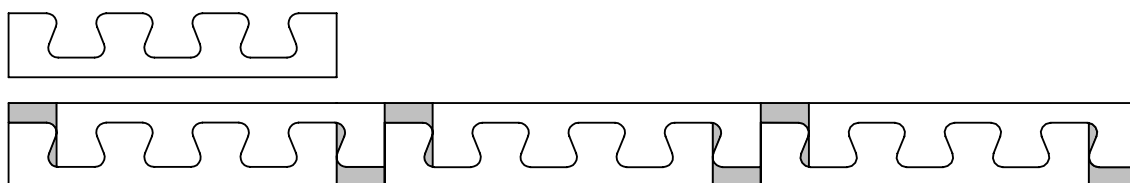


FIGURA 3.47 – Plano de corte para o conector CR56b, mantendo a simetria.

### 3.5.1 Validação do segundo protótipo – a série X

Para verificar o comportamento do protótipo CR56b, foi produzido um modelo denominado X1. Fabricou-se também um modelo de referência chamado X2, com um

conector tipo CR56c-R20, para aferição de alguns aspectos relacionados ao *uplift*. Esses dois modelos constituíram a série X. Na FIG. 3.48 são mostrados os três protótipos do Crestbond testados nas séries A e X.

### 3.5.1.1 Preparação dos modelos

Para a montagem dos modelos X1 e X2, foram reaproveitados os perfis dos modelos A1 e A3, ensaiados anteriormente. Os conectores antigos foram retirados, e os novos CR56b e CR56c-R20 foram soldados aos perfis (FIG. 3.51). Esses conectores foram cortados de uma chapa de aço S275-JR<sup>14</sup>, fornecida pela ACERALIA, com espessura de 12,0 mm.

Esquemas dos modelos X1 e X2 são mostrados nas FIGs. 3.49 e 3.50, respectivamente. Aspectos da produção dos modelos da série X podem ser vistos nas FIGs. 3.51 a 3.54.

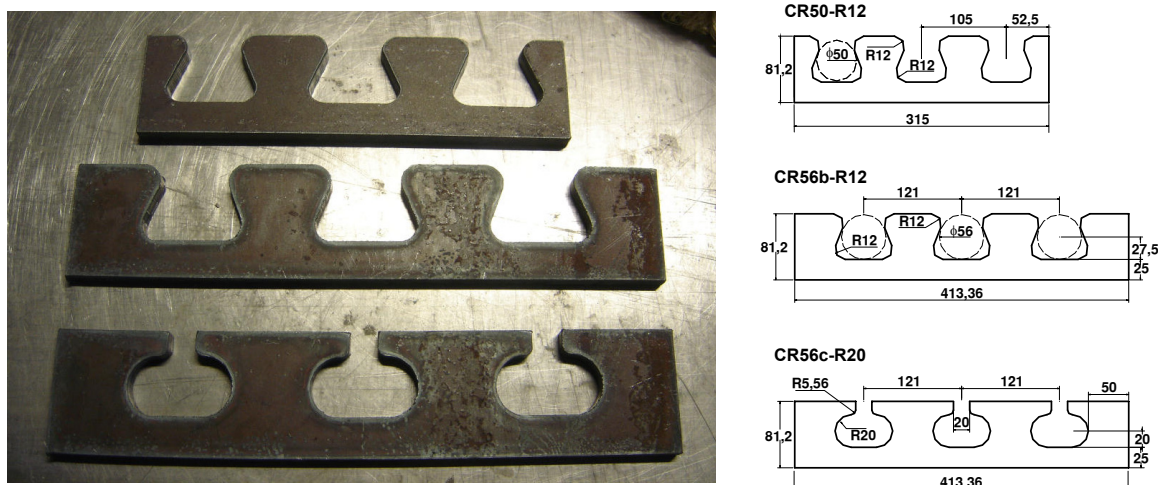


FIGURA 3.48 – Protótipos do Crestbond: CR50, CR56b e CR56c-R20.

Os conectores para os modelos da série X foram cortados com oxicorte e apresentaram um aspecto muito similar àqueles cortados a plasma na CODEME.

<sup>14</sup> Aço europeu com  $f_y = 302$  MPa e  $f_u = 474$  MPa (a espessura comercial na Europa é 12,0 mm, e não 12,5 mm, como no Brasil).

Foram encomendados  $2,0 \text{ m}^3$  do mesmo concreto utilizado na série A, um C25/30 classe S4, que foi entregue no laboratório num caminhão betoneira (FIG. 3.53).

### X1 CR56b-R12-As10

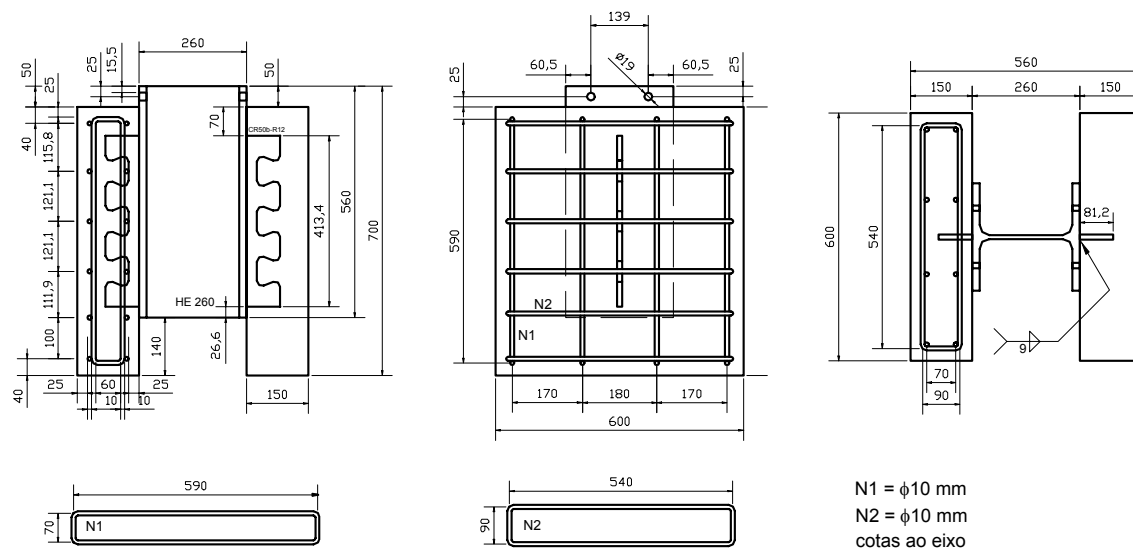


FIGURA 3.49 – Esquema do modelo X1.

### X2 CR56c-R20-As10

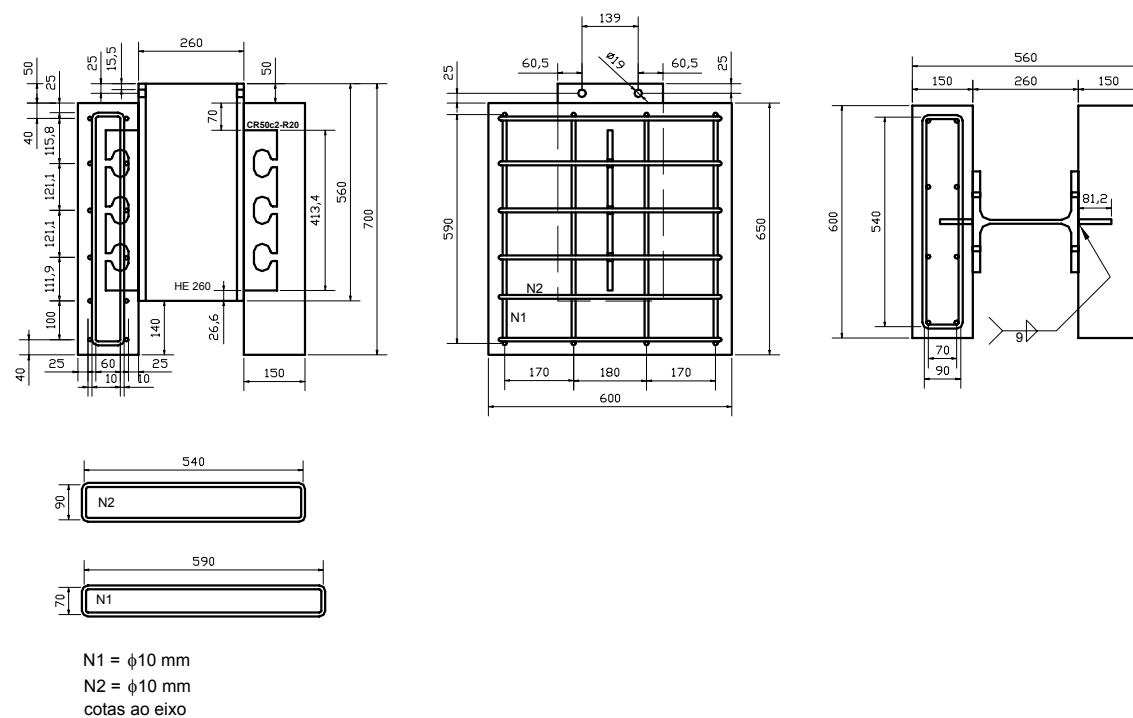


FIGURA 3.50 – Esquema do modelo X2.



FIGURA 3.51 – Montagem dos modelos X1 e X2 – colocação dos perfis na fôrmas.



FIGURA 3.52 – Montagem dos modelos X1 e X2 – armaduras colocadas e modelo pronto para concretagem.





FIGURA 3.53 – Concretagem dos modelos X1 e X2 no LEST/UM.



FIGURA 3.54 – Modelos X1 e X2 no LEST/UM – umidificação do concreto e amostras para caracterização.

Ao fazer os ensaios de compressão para a série X nos cilindros com 7 dias de idade, constatou-se que o concreto tinha resistência muito abaixo da esperada, o que provocou o adiamento dos ensaios *push-out*. Posteriormente, verificando os arquivos da concreteira, detectou-se um erro na dosagem na central. Não obstante, como a série X visava a avaliação do comportamento do conector, e não propriamente do concreto, os ensaios foram executados, e os resultados, aproveitados.

### 3.5.1.2 Resultados para o ensaio X1

Nas FIGS. 3.55 e 3.56 são apresentadas, respectivamente, as curvas força/deslizamento e força/*uplift* para o ensaio X1.

A especificação CR56b-R12-As10 tem o seguinte significado: modelo com conector CR56b, com raio de curvatura dos cantos dos dentes igual a 12,5 mm e armadura com barras de 10 mm passando por dentro do conector.

A seguir são apresentadas algumas medições feitas para o ensaio X1.

Data da concretagem: 12/07/2005

Data da realização do ensaio: 29/07/2005

Resistência do concreto:  $f_c = 19,5$  MPa (aos 17 dias de idade)

Carga total estimada para o ensaio:  $P = 700$  kN (referência: OGUEJIOFOR, 1994)

Carga máxima atingida no ensaio:  $P_{max} = 679,7$  kN (aos 00:38':02" de ensaio)

Carga máxima por conector:  $P_{max1} = 339,9$  kN

Patamar superior dos 25 ciclos de carga iniciais: 250 kN ( 37% de  $P_{est}$  )

$P_{Rk} = 0,9 P_{max} = 611,7$  kN

Deslizamento para  $P_{Rk}$  :  $\delta_u = 6,60$  mm

Deslizamento característico:  $\delta_{uk} = 0,9 \delta_u = 5,94$  mm

Deslizamento para  $0,8 P_{max}$  :  $\delta_{80} = 1,57$  mm

*Uplift* médio ao eixo do conector para  $0,8 P_{max}$ :  $u_{80} = 0,54$  mm (  $u_{80} / \delta_{80} = 34\%$  )

O *uplift* para  $0,8 P_{max}$  ficou abaixo dos 50% permitidos pela EN 1994-1-1:2004.

**X1 - relação força X deslizamento**  
CR56b-R12-As10

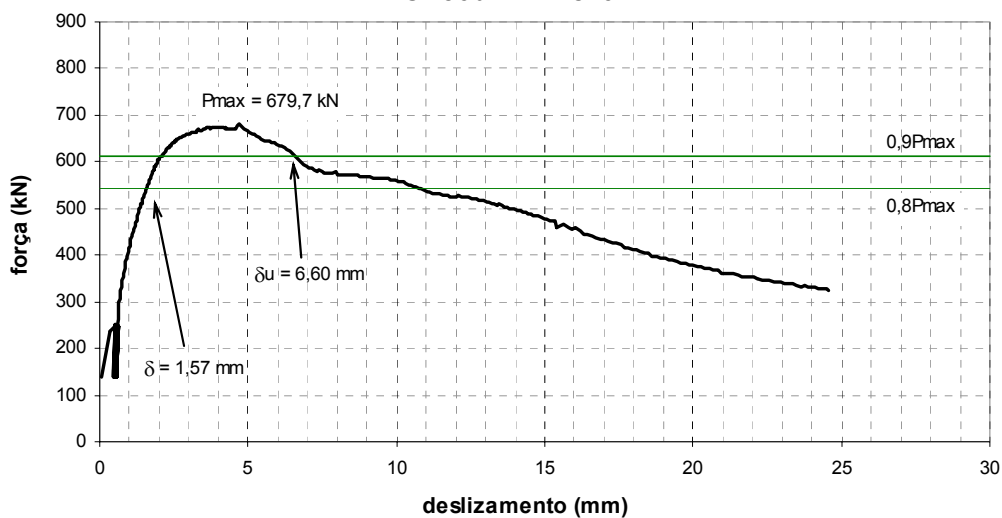


FIGURA 3.55 – Relação força-deslizamento para o modelo X1 com CR56b.

**X1 - relação força X uplift**  
CR56b-R12-As10

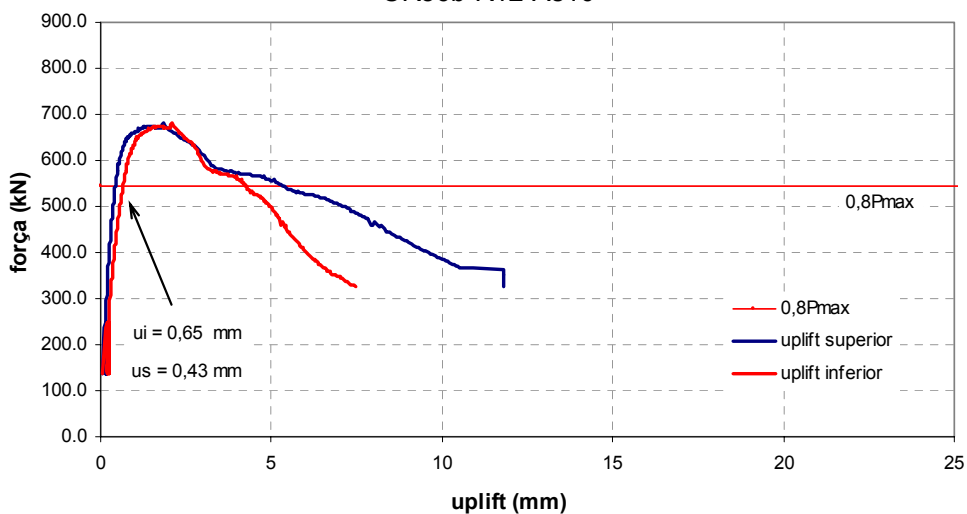


FIGURA 3.56 – Relação força-uplift para o modelo X1 com CR56b.

### 3.5.1.3 Resultados para o ensaio X2

Nas FIGS. 3.57 e 3.58 são apresentadas, respectivamente, as curvas força/deslizamento e força/uplift para o ensaio X2.



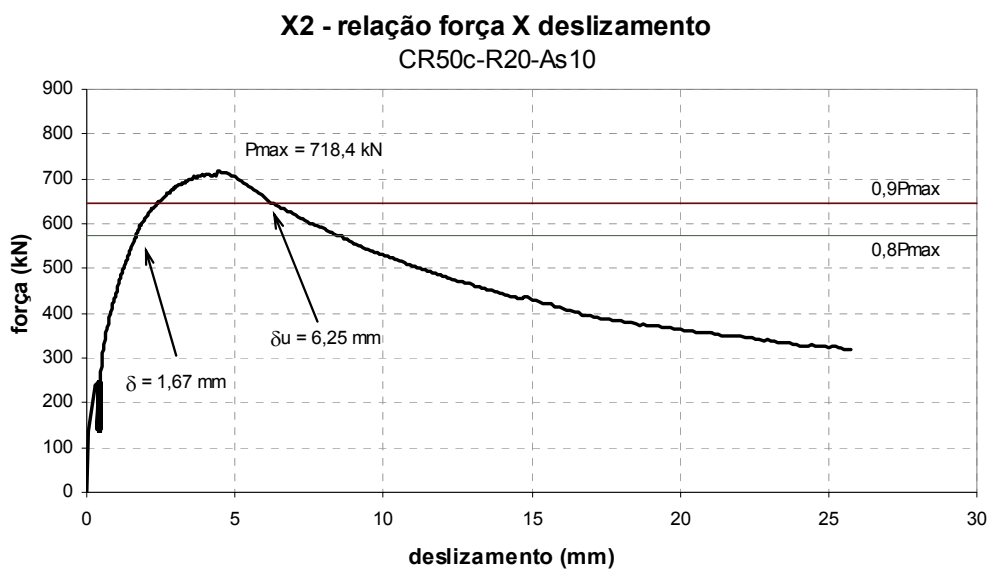


FIGURA 3.57 – Relação força-deslizamento para o modelo X2 com CR50c.

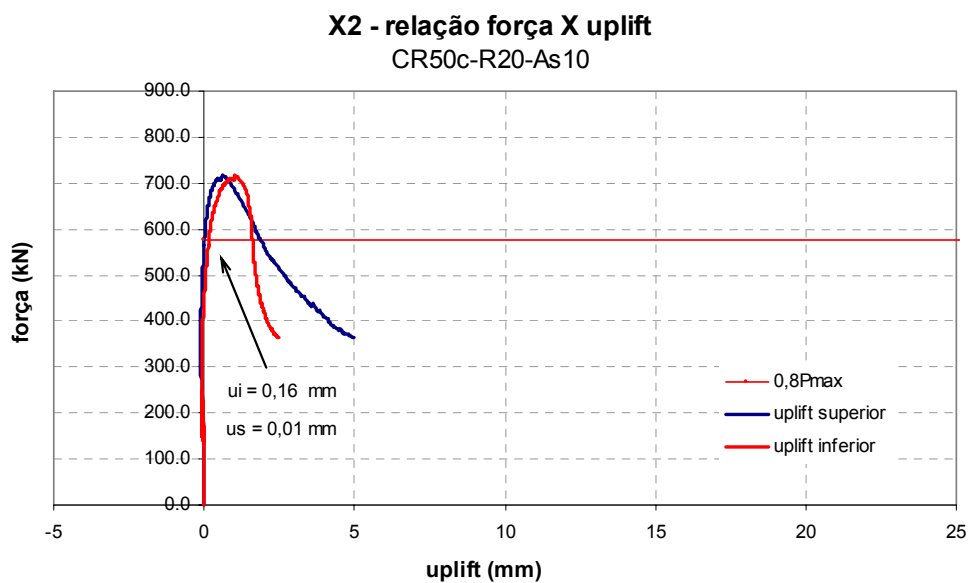


FIGURA 3.58 – Relação força-*uplift* para o modelo X2 com CR50c.

A especificação CR56c-R20-As10 tem o seguinte significado: modelo com conector CR56c, com raio dos furos igual a 20 mm e armadura com barras de 10 mm passando por dentro do conector. O conector CR56c foi projetado para servir de referência para avaliação do *uplift* sofrido pelo CR56b.

A seguir são apresentadas algumas medições feitas para o ensaio X2.

Data da concretagem: 12/07/2005

Data da realização do ensaio: 27/07/2005

Resistência do concreto:  $f_c = 18,0$  MPa (aos 14 dias de idade)

Carga total estimada para o ensaio:  $P = 700$  kN (referência: OGUEJIOFOR, 1994)

Carga máxima atingida no ensaio:  $P_{max} = 718,4$  kN (aos 38'02" de ensaio)

Carga máxima por conector:  $P_{max1} = 359,2$  kN

Patamar superior dos 25 ciclos de carga iniciais: 250 kN ( 35% de  $P_{max}$  )

$P_{Rk} = 0,9 P_{max} = 646,6$  kN

Deslizamento para  $P_{Rk}$  :  $\delta_u = 6,25$  mm

Deslizamento característico:  $\delta_{uk} = 0,9 \delta_u = 5,63$  mm

Deslizamento para  $0,8 P_{max}$  :  $\delta_{80} = 1,67$  mm

*Uplift* médio ao eixo do conector para  $0,8 P_{max}$ :  $u_{80} = 0,08$  mm (  $u_{80} / \delta_{80} = 5\%$  )

O *uplift* para  $0,8 P_{max}$  ficou abaixo dos 50% permitidos pela EN 1994-1-1:2004.

O  $\delta_{uk} = 5,63$  mm ficou ligeiramente abaixo dos 6,0 mm exigidos para caracterizar a conexão como dúctil. O conector é um pouco mais rígido que o CR56b.

Conforme esperado, após o redimensionamento o conector CR56b do modelo X1 permaneceu praticamente intacto ao final do ensaio, como pode ser visto na FIG. 3.59.



FIGURA 3.59 – Aspecto do modelo X1 com conector CR56b após o ensaio de teste.

Cabe ressaltar alguns aspectos observados no ensaio X1:

- não se observou melhora significativa na capacidade última do conector em relação aos modelos similares da série A com conector CR50, embora essa comparação tenha ficado prejudicada pelo fato de os concretos das duas séries terem tido resistências muito diferentes; de qualquer forma o resultado pareceu confirmar que o que governa a resistência da conexão é o colapso do concreto<sup>15</sup>;
- também não se observa alteração importante na rigidez da conexão para cargas até 90% da carga máxima;
- a rigidez da conexão parece ter aumentado; percebe-se uma redução do deslizamento característico (5,6 mm contra média de 7,5 mm para os CR50 da série A);
- com o aumento da rigidez do conector, melhorou também a resistência ao *uplift*, obtendo-se valores menores do que os que ocorreram na série A.

Embora o deslizamento característico ocorrido no ensaio do modelo X1 tenha sido pouco abaixo do limite de 6,0 mm estabelecido pela EN 1994-1-1:2004, presumiu-se, com base em resultados de outros autores, que com concretos um pouco mais resistentes essa ductilidade aumentaria. Assim, elegeu-se o conector CR56b para a caracterização, na segunda etapa do programa experimental.

### **3.5.2 Resistência à compressão do concreto usado na série X**

Na TAB. 3.6 e na FIG. 3.60 são apresentados os resultados obtidos para a resistência média à compressão do concreto da série X, aos 7, 14, 17 e 30 dias de idade.

---

<sup>15</sup> Esse fato é confirmado posteriormente, após os ensaios da série B.

TABELA 3.6 – Resistência à compressão para o concreto da série X.

cp	data da moldagem	idade (dias)	data ensaio	Pmax kN	fc MPa	peso kg	comprim cm	diâm. cm	massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	área cm <sup>2</sup>
1	12/7/2005	7	19/7/2005	277,6	15,7	11,86	28,50		2354,9	
2	12/7/2005	7	19/7/2005	259,8	14,7	11,82	30,00		2229,6	
3	12/7/2005	14	26/7/2005	316,9	17,9	11,72	29,00		2287,0	
4	12/7/2005	14	26/7/2005	320,3	18,1	11,78	28,50		2339,0	
5	12/7/2005	17	29/7/2005	331,8	18,8	11,74	29,00		2290,9	
6	12/7/2005	17	29/7/2005	356,0	20,1	11,86	29,00		2314,3	
7	12/7/2005	30	11/8/2005	385,3	21,7	11,70	28,92	15,05	2289,4	177,89
8	12/7/2005	30	11/8/2005	379,8	21,9	11,82	29,38	14,85	2276,6	173,20
9	12/7/2005	30	11/8/2005	395,8	22,1	11,78	27,59	15,11	2416,1	179,32

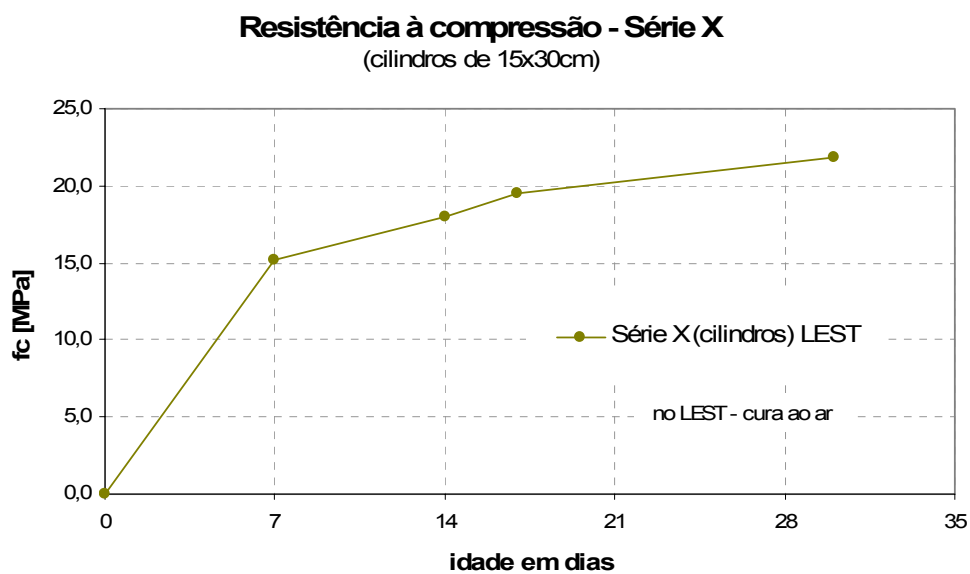


FIGURA 3.60 – Evolução da resistência à compressão do concreto utilizado na série X.

Na TAB. 3.7 são apresentados os resultados experimentais para a série X.

TABELA 3.7 - Resultados experimentais para os modelos da série X.

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto	$f_c^{(*)}$	$P_{max}$ total	$P_{max}$ por conector	tempo $P_{max}$	apoio base	regularização da base
				dias	MPa	kN	kN	hh:mm:ss		
9	X2	CR56c-R20-As10	27-07-2005	15	18,0	718,4	359,2	0:38:02	neopr 5mm	desnecessária
10	X1	CR56b-R12-As10	29-07-2005	17	19,5	679,7	339,9	0:38:02	neopr 5mm	desnecessária

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto	$f_c^{(*)}$	$P_{max}$ total	$P_{max}$ por conector	$P_k$	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	$\delta_{80}$	$up_{80}$	$up_{80}/\delta_{80}$
				dias	MPa	kN	kN	kN	mm	mm	mm	mm	%
9	X2	CR56c-R20-As10	27-07-2005	15	18,0	718,4	359,2	646,6	6,25	5,63	1,67	0,08	5%
10	X1	CR56b-R12-As10	29-07-2005	17	19,5	679,7	339,9	611,7	6,60	5,94	1,57	0,54	34%

(\*)  $f_c$  determinado experimentalmente

$P_{max}$  = carga máxima atingida no ensaio

$\delta$  = deslizamento correspondente a  $P_{max}$

$P_k = 0,9 P_{max}$

$\delta_u$  = deslizamento correspondente a  $P_k$

$\delta_{uk} = 0,9 \delta_u$  (capacidade de deslizamento característica)

Se  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm, o conector é classificado como dúctil

$\delta_{80}$  = deslizamento correspondente a  $0,8 P_{max}$

$up_{80}$  = *uplift* correspondente a  $0,8 P_{max}$

O *uplift* para  $0,8 P_{max}$  deve ser inferior a 50% de  $\delta_{80}$

### 3.6 Segunda etapa do programa experimental

A segunda etapa teve como objetivo a caracterização do comportamento do conector CR56b, incluindo a capacidade de carga, os modos de colapso e a ductilidade da conexão. Foram realizados 16 ensaios na segunda etapa, divididos em duas séries, denominadas B e C, nas quais foram testados os conectores mostrados na FIG. 3.61.

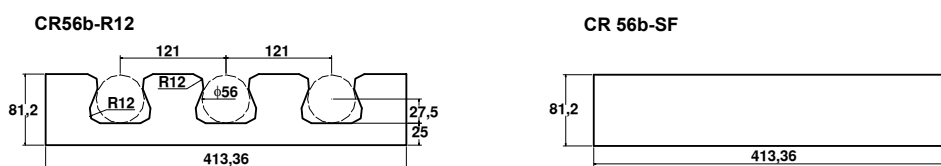


FIGURA 3.61 – Conectores testados nas séries B e C.

Na série B foram feitos oito ensaios com conectores CR56b, variando-se a taxa de armadura. A série C é idêntica à B, exceto pela resistência do concreto. Nas séries B e C, o objetivo foi caracterizar o comportamento do conector CR56b, considerando a influência da resistência do concreto e da armadura no comportamento global da conexão. Foram ensaiados pares de modelos idênticos com quatro configurações distintas: sem armadura, com armadura de 10 mm, com armadura de 12 mm e com o conector CR56b-SF (chapa plana sem dentes). Todos os modelos possuíam barras de armadura passando abaixo e acima do conector. O que variava era a armadura passante, ou seja, as barras que passam por dentro dos dentes do conector (ver FIG. 3.9).

#### 3.6.1 Preparação dos modelos

Nas séries B e C a preparação dos modelos seguiu os mesmos procedimentos utilizados na série A, exceto pelos seguintes detalhes:

- os conectores foram cortados a oxícorde, de uma chapa de aço S275-JR fornecida pela ACERALIA, com as seguintes características: espessura de 12,0 mm;  $f_y = 324$  MPa;  $f_u = 489$  MPa (FIG. 3.66);
- adotou-se armadura com barras de 12 mm em alguns modelos (FIG. 3.67).

**B1/B2/C1/C2 CR56b-R12-As0**

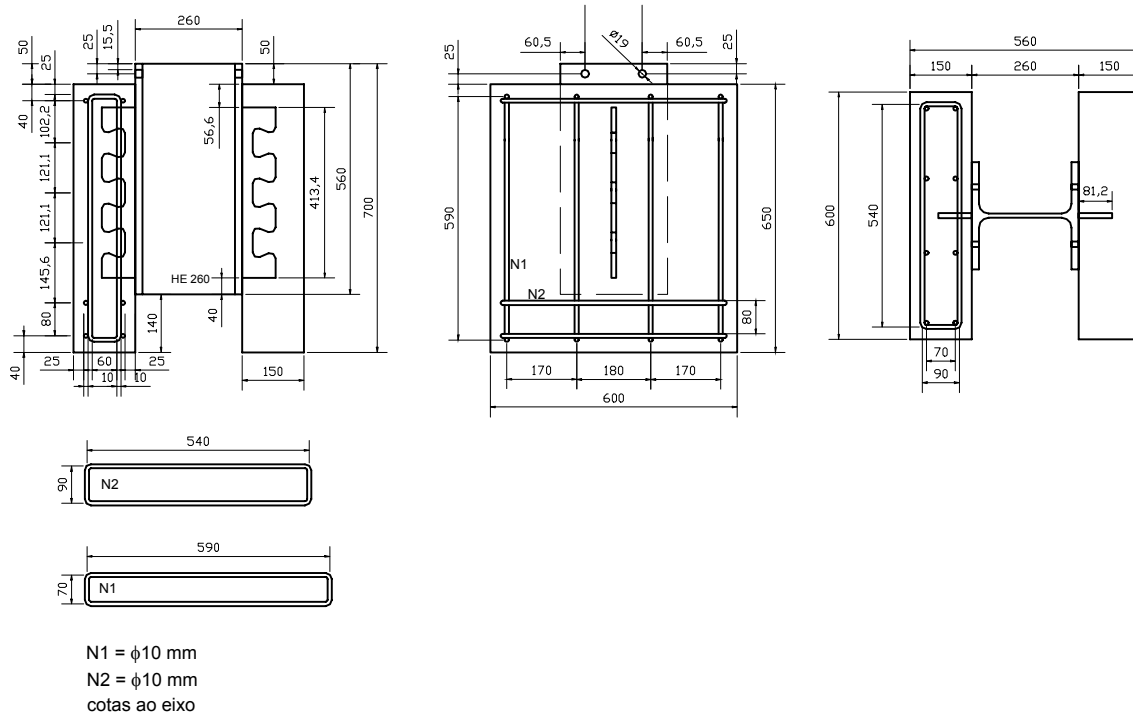


FIGURA 3.62 – Esquema para os modelos B1, B2, C1 e C2.

**B3/B4/C3/C4 CR56b-R12-As10**

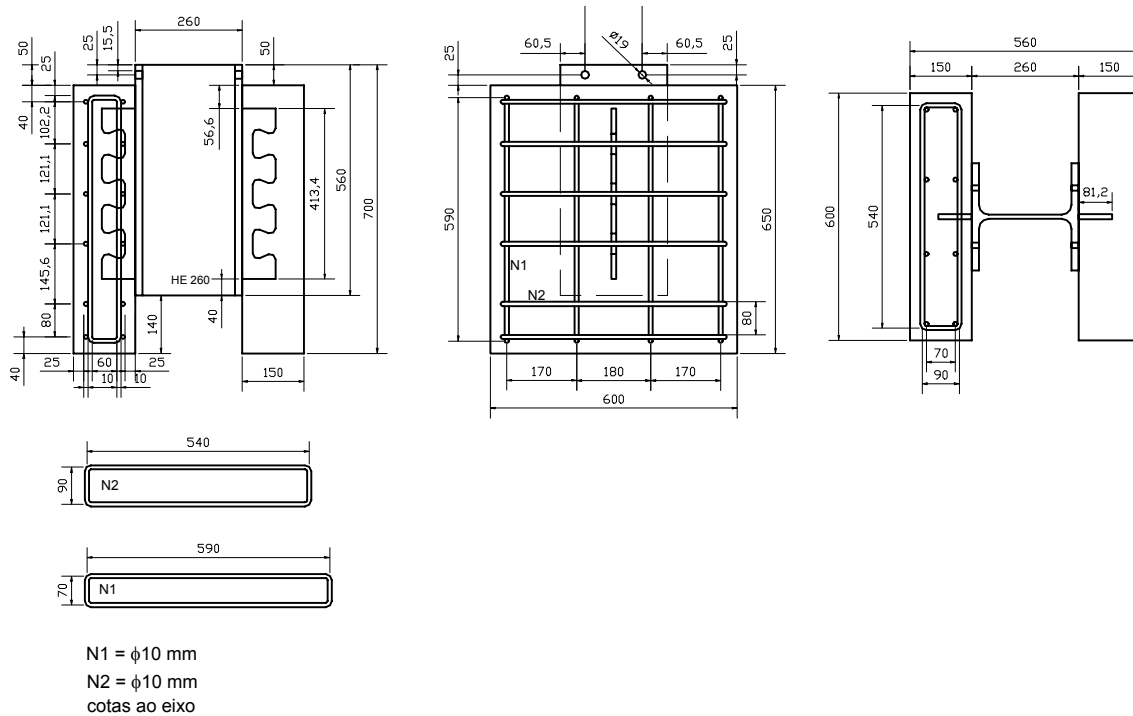


FIGURA 3.63 – Esquema para os modelos B3, B4, C3 e C4.

**B5/B6/C5/C6 CR56b-R12-As12**

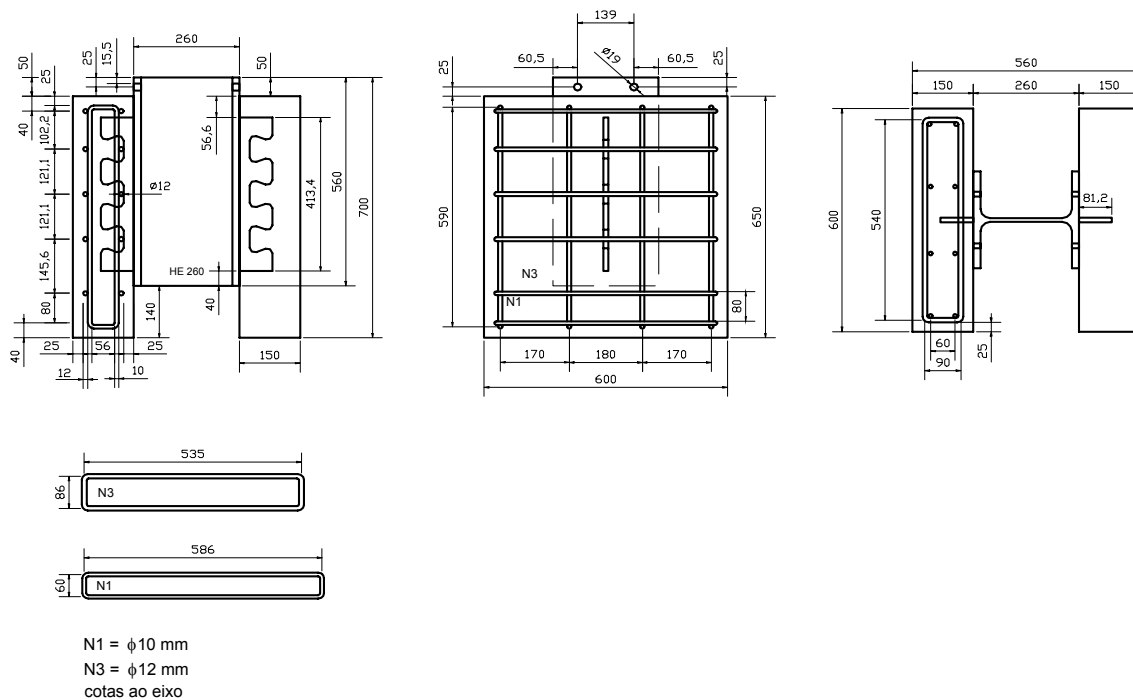


FIGURA 3.64 – Esquema para os modelos B5, B6, C5 e C6.

**B7/B8/C7/C8 CR56b-SF**

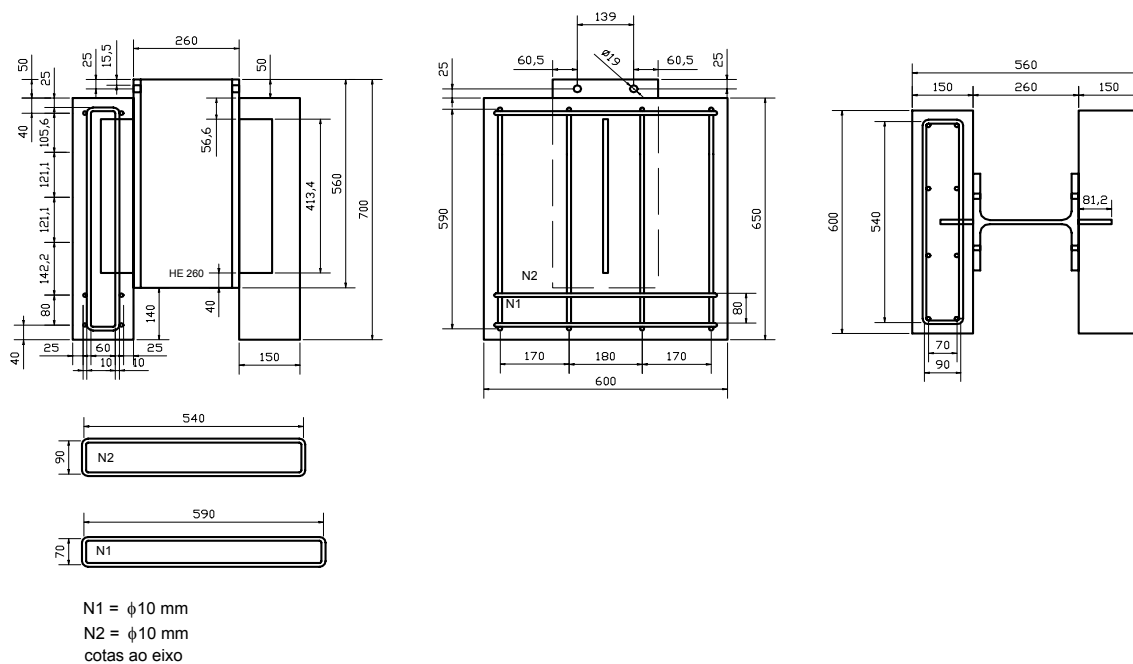


FIGURA 3.65 – Esquema para os modelos B7, B8, C7 e C8.





conectores CR56b cortados a oxiacorte em Portugal



conectores CR56b montados nos perfis para a série B

FIGURA 3.66 – Conectores CR56b para as séries B e C.

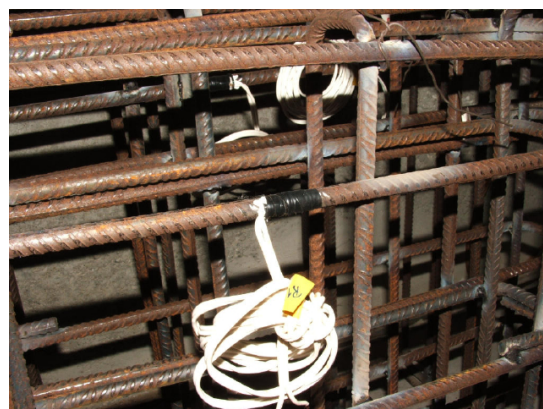


FIGURA 3.67 – Preparação dos modelos da série C.





FIGURA 3.68 – Concretagem dos modelos da série C.

Na TAB. 3.8 são apresentados as características e propriedades dos modelos das séries B e C.

TABELA 3.8 – Características e propriedades dos modelos das séries B e C.

modelo	tipo	$f_c$ (MPa)	$t_c$ (mm)	$L_{sc}$ (mm)	$h_{sc}$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)	$D$ (mm)	$n_p$	$\phi$ (mm)	$n_1$	$n_2$	$A_{tr}$ (mm <sup>2</sup> )
B1	CR56b	26,6	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,24
B2	CR56b	26,6	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,24
B3	CR56b	27,2	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,48
B4	CR56b	26,9	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,48
B5	CR56b	28,5	150	413,36	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,17
B6	CR56b	24,8	150	413,36	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,17
B7	CR56b-SF	28,3	150	413,36	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,24
B8	CR56b-SF	24,8	150	413,36	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,24
C1	CR56b	46,9	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,24
C2	CR56b	48,1	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	0	471,24
C3	CR56b	49,1	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,48
C4	CR56b	48,7	150	413,36	81,2	12,0	56	3	10	6	6	942,48
C5	CR56b	48,7	150	413,36	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,17
C6	CR56b	45,9	150	413,36	81,2	12,0	56	3	12	6	6	1357,17
C7	CR56b-SF	49,4	150	413,36	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,24
C8	CR56b-SF	49,7	150	413,36	81,2	12,0	0	0	10	6	0	471,24

$f_c$  = resistência à compressão do concreto à data do ensaio *push-out*

$t_c$  = espessura da laje

$L_{sc}$  = comprimento longitudinal do conector

$h_{sc}$  = altura do conector

$t_{sc}$  = espessura da chapa do conector

$D$  = diâmetro de referência (do círculo inscrito no dente trapezoidal)

$n_p$  = número de aberturas no conector (pinos virtuais de concreto)

$\phi$  = diâmetro das barras da armadura transversal

$n_1$  = número de barras de armadura transversal passando por fora do conector

$n_2$  = número de barras de armadura transversal passando por dentro do conector

$A_{tr}$  = área total da armadura transversal =  $(n_1+n_2)\pi\phi^2/4$

$L_c$  = comprimento da laje (sempre constante, igual a 650 mm)

$f_{y,sc}$  = resistência ao escoamento do aço do conector (sempre constante, igual a 324 MPa)

$f_{y,tr}$  = resistência ao escoamento do aço da armadura (sempre constante, igual a 500 MPa)

### 3.6.2 Montagem e execução dos ensaios *push-out*

A montagem dos ensaios nas séries B e C seguiu basicamente o mesmo procedimento adotado na série A. Os modelos foram apoiados sobre uma lâmina de neoprene com 5 mm de espessura e não foi utilizado nenhum dispositivo para contenção do deslocamento horizontal das lajes.

### 3.6.3 Resultados das séries B e C

Os modelos da série B tinham uma resistência média do concreto à época dos ensaios da ordem de 26,7 MPa. Em praticamente todos os modelos os conectores se mantiveram íntegros após o ensaio. Apenas o dente frontal de alguns conectores apresentou alguma deformação (FIG. 3.69).

Os modelos da série C tinham uma resistência média do concreto à época dos ensaios da ordem de 48,3 MPa. Em razão da alta resistência do concreto, todos os dentes dos conectores apresentaram alguma deformação, sendo que nos dentes frontais a deformação foi bem mais pronunciada do que nos da série B (FIG. 3.69).

O modo de falha observado nas séries B e C manteve o padrão da série A, com as lajes fissurando na linha do conector e, por fim, o destacamento de uma cunha na face interna da laje (FIGs. 3.70 a 3.73).

Na FIG. 3.70 pode-se observar o padrão de fissuração em dois modelos da série B, sem armadura passando dentro do conector. Já na FIG. 3.71, vê-se o padrão de fissuração em outro modelo, da mesma série, com armadura passante. Na FIG. 3.72 é mostrado o modo de ruptura típico em um modelo com o conector CR56-SF (em chapa plana sem o recorte endentado).

A FIG. 3.73 mostra a evolução da fissuração numa das lajes de um modelo da série C, com um concreto mais resistente, sem armadura passante.



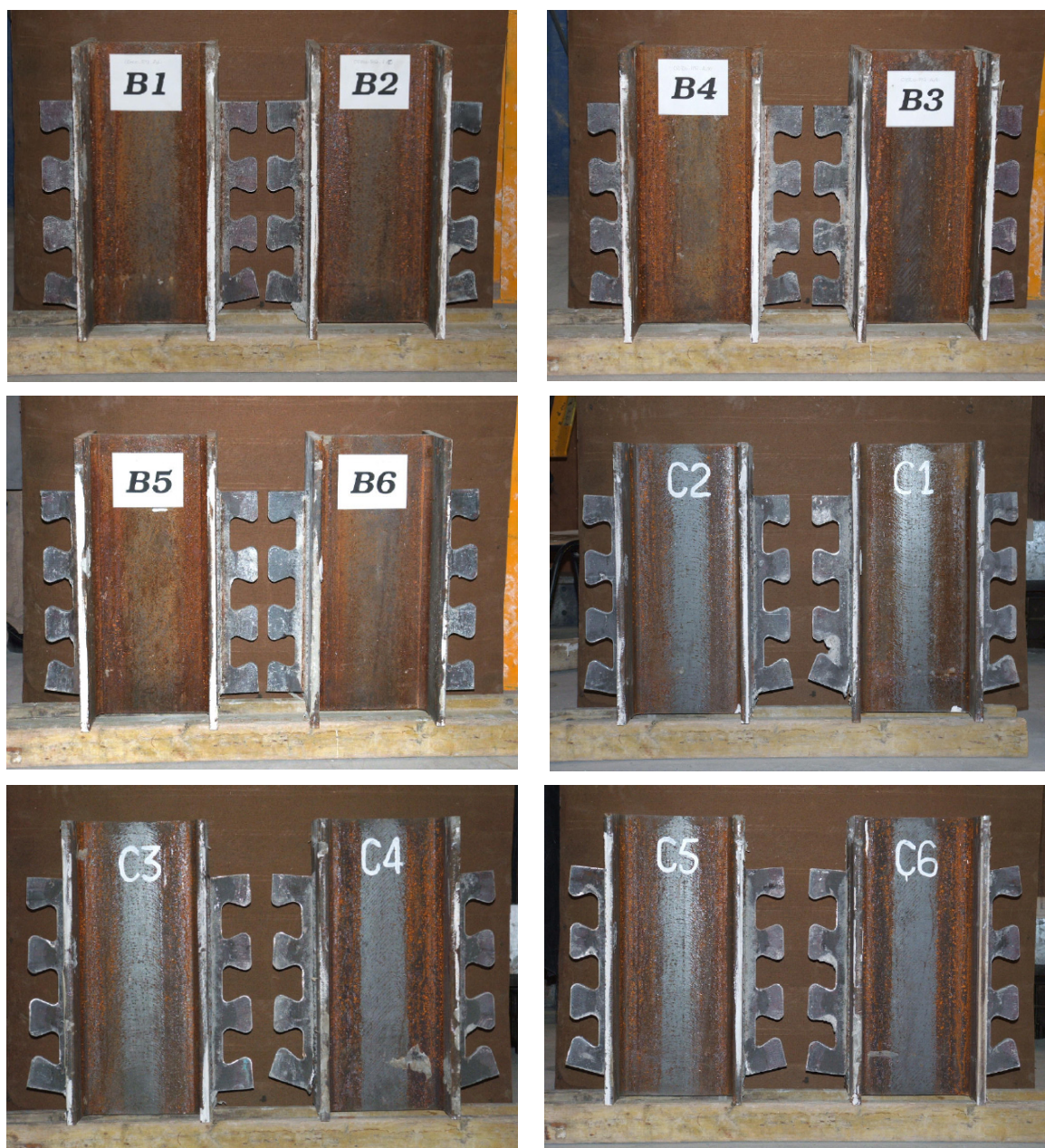


FIGURA 3.69 – Aspecto dos conectores das séries B e C após os ensaios.





FIGURA 3.70 – Modelos B1 e B2 – sem armadura passante ( $f_c = 26,6$  MPa) – aspecto da ruptura das lajes.

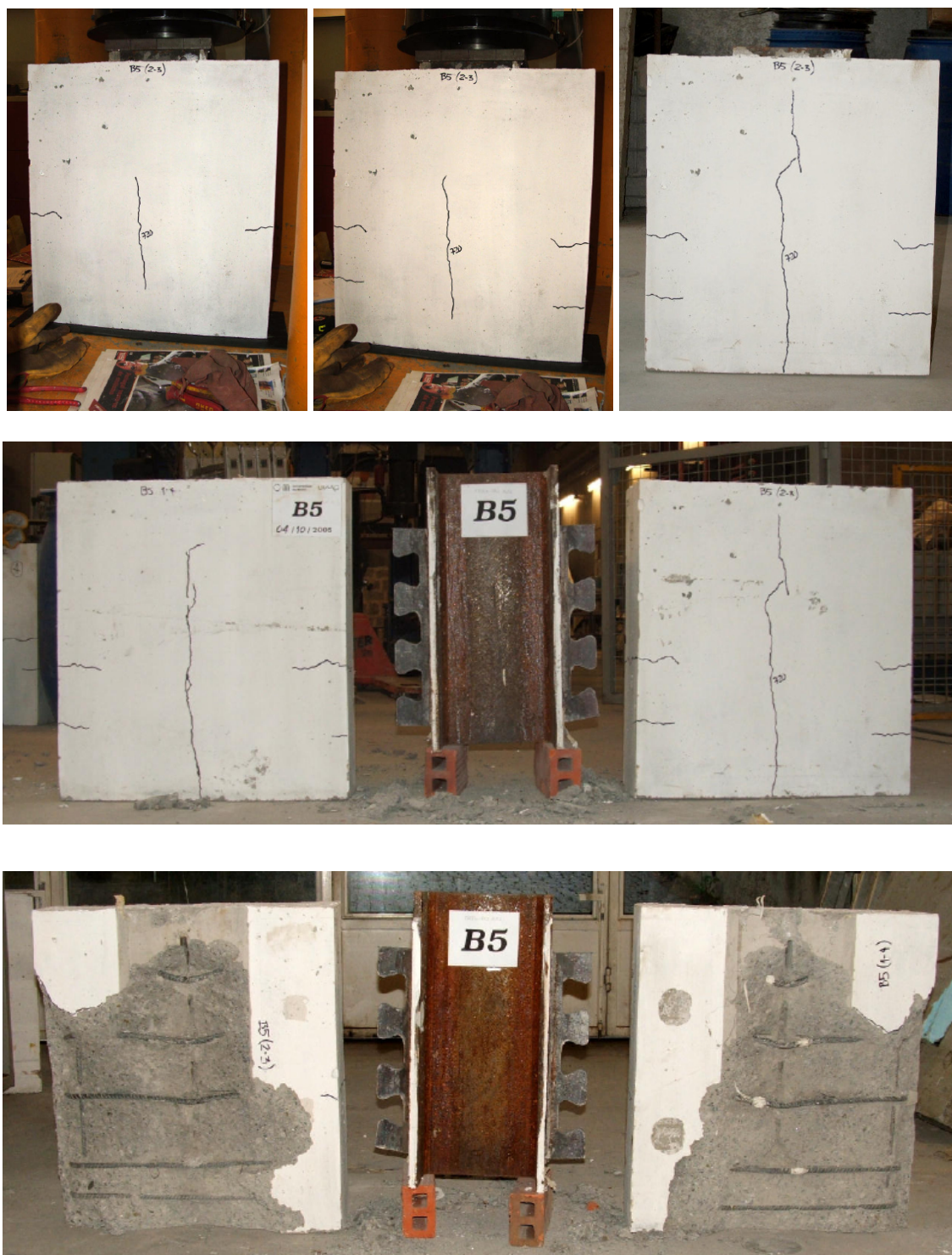


FIGURA 3.71 – Modelo B5 – com armadura passante ( $f_c = 28,5$  MPa) - aspecto da ruptura das lajes.





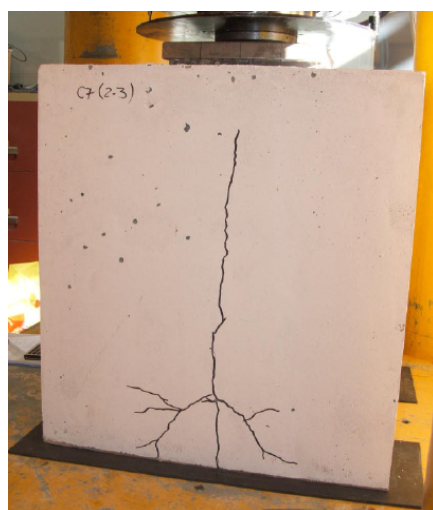
B7 (laje 1-4)



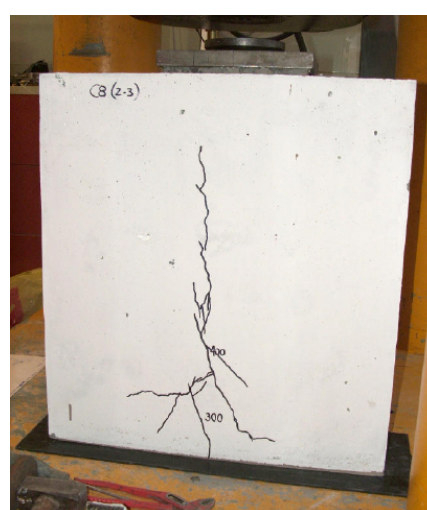
B7 (laje 2-3)



B8 (laje 2-3)



C7 (laje 2-3)



C8 (laje 2-3)

FIGURA 3.72 – Fissuração das lajes nos modelos com conectores CR56-SF (sem furos) – séries B e C.





FIGURA 3.73 – Modelo C1 – sem armadura passante ( $f_c = 46,9$  MPa) – progressão da fissuração na laje durante o carregamento.

Os resultados experimentais para as séries B e C estão apresentados nas TABELAS 3.9 e 3.10 e nas FIGS. 3.74 e 3.75.

TABELA 3.9 - Resultados experimentais para os modelos da série B.

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto	$f_c^{(*)}$	$P_{max}$ total	$P_{max}$ por conector	tempo em $P_{max}$	base de apoio	regularização da base	$\delta$	tempo ensaio	$\delta$ final
				dias	MPa	kN	kN	hh:mm:ss			mm	hh:mm:ss	mm
11	B6	CR56b-R12-As12	23/9/2005	9	24,8	743,5	371,8	00:37:07	neopr 5mm	desnecessária	3,13	01:03:22	12,74
12	B8	CR56b-SF	23/9/2005	9	24,8	355,2	177,6	00:33:51	neopr 5mm	desnecessária	5,11	01:14:12	29,54
13	B1	CR56b-R12-As0	27/9/2005	13	26,6	592,4	296,2	00:42:13	neopr 5mm	desnecessária	4,92	01:21:54	29,42
14	B2	CR56b-R12-As0	27/9/2005	13	26,6	612,9	306,5	00:38:03	neopr 5mm	desnecessária	4,36	01:24:21	31,67
15	B4	CR56b-R12-As10	28/9/2005	14	26,9	751,7	375,9	00:42:29	neopr 5mm	desnecessária	4,66	01:23:52	31,03
16	B3	CR56b-R12-As10	29/9/2005	15	27,2	697,5	348,8	00:33:48	neopr 5mm	desnecessária	2,49	01:16:30	22,94
17	B7	CR56b-SF	3/10/2005	20	28,3	367,4	183,7	00:23:57	neopr 5mm	desnecessária	3,50	01:22:31	37,27
18	B5	CR56b-R12-As12	4/10/2005	21	28,5	756,3	378,2	00:33:51	neopr 5mm	desnecessária	2,67	01:29:12	32,55

(\*)  $f_c$  estimado com base na curva experimental

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto	$f_c^{(*)}$	$P_{max}$ total	$P_{max}$ por conector	$P_k$	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	$\delta_{80}$	$up_{80}$	$up_{80}/\delta_{80}$
				dias	MPa	kN	kN	kN	mm	mm	mm	mm	%
13	B1	CR56b-R12-As0	27/9/2005	13	26,6	592,4	296,2	266,6	9,22	8,30	1,19	0,69	58,0%
14	B2	CR56b-R12-As0	27/9/2005	13	26,6	612,9	306,5	275,8	9,30	8,37	1,42	0,33	23,2%
16	B3	CR56b-R12-As10	29/9/2005	15	27,2	697,5	348,8	313,9	4,71	4,24	1,10	0,54	49,1%
15	B4	CR56b-R12-As10	28/9/2005	14	26,9	751,7	375,9	338,3	6,58	5,92	1,18	0,23	19,5%
18	B5	CR56b-R12-As12	4/10/2005	21	28,5	756,3	378,2	340,3	7,20	6,48	1,10	0,31	28,2%
11	B6	CR56b-R12-As12	23/9/2005	9	24,8	743,5	371,8	334,6	6,15	5,54	1,05	0,62	59,0%
17	B7	CR56b-SF	3/10/2005	20	28,3	367,4	183,7	165,3	7,80	7,02	1,01	0,28	27,7%
12	B8	CR56b-SF	23/9/2005	9	24,8	355,2	177,6	159,8	11,90	10,71	0,90	0,41	45,6%

$P_{max}$  = carga máxima atingida no ensaio

$\delta$  = deslizamento correspondente a  $P_{max}$

$P_k = 0,9 P_{max}$

$\delta_u$  = deslizamento correspondente a  $P_k$

$\delta_{uk} = 0,9 \delta_u$  (capacidade de deslizamento característica)

Se  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm, o conector é classificado como dúctil

$\delta_{80}$  = deslizamento correspondente a  $0,8 P_{max}$

$up_{80}$  = *uplift* correspondente a  $0,8 P_{max}$

O *uplift* para  $0,8 P_{max}$  deve ser inferior a 50% de  $\delta_{80}$

TABELA 3.10 - Resultados experimentais para os modelos da série C.

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto	$f_c^{(*)}$	$P_{max}$ total	$P_{max}$ por conector	tempo em $P_{max}$	base de apoio	regularização da base	$\delta$	tempo ensaio	$\delta$ final
				dias	MPa	kN	kN	hh:mm:ss			mm	hh:mm:ss	mm
19	C6	CR56b-R12-As12	3/11/2005	15	45,9	993,7	496,9	00:42:21	neopr 5mm	desnecessária	3,57	01:18:52	27,59
20	C1	CR56b-R12-As0	5/11/2005	17	46,9	722,6	361,3	00:44:15	neopr 5mm	desnecessária	2,26	01:08:33	25,74
21	C2	CR56b-R12-As0	8/11/2005	20	48,1	755,0	377,5	00:32:41	neopr 5mm	desnecessária	2,13	01:09:22	19,31
22	C5	CR56b-R12-As12	10/11/2005	22	48,7	929,9	465,0	00:44:10	neopr 5mm	Nividur-S	3,33	01:15:02	21,08
23	C4	CR56b-R12-As10	10/11/2005	22	48,7	1013,3	506,7	00:47:52	neopr 5mm	desnecessária	4,17	01:21:32	26,47
24	C3	CR56b-R12-As10	12/11/2005	24	49,1	987,3	493,7	00:47:26	neopr 5mm	Nividur-S	3,97	01:10:23	17,57
25	C8	CR56b-SF	14/11/2005	26	49,4	435,2	217,6	00:32:50	neopr 5mm	Nividur-S	5,03	01:15:35	31,65
26	C7	CR56b-SF	17/11/2005	29	49,7	430,9	215,5	00:36:00	neopr 5mm	Nividur-S	6,45	01:12:52	30,09

(\*)  $f_c$  estimado com base na curva experimental

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio	idade do concreto	$f_c^{(*)}$	$P_{max}$ total	$P_{max}$ por conector	$P_k$	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	$\delta_{80}$	$up_{80}$	$up_{80}/\delta_{80}$
				dias	MPa	kN	kN	kN	mm	mm	mm	mm	%
20	C1	CR56b-R12-As0	5/11/2005	17	46,9	722,6	361,3	325,2	10,74	9,67	0,63	0,19	30,2%
21	C2	CR56b-R12-As0	8/11/2005	20	48,1	755,0	377,5	339,8	12,32	11,09	0,40	0,37	92,5%
24	C3	CR56b-R12-As10	12/11/2005	24	49,1	987,3	493,7	444,3	5,73	5,16	0,76	0,29	38,2%
23	C4	CR56b-R12-As10	10/11/2005	22	48,7	1013,3	506,7	456,0	7,78	7,00	0,94	0,34	36,2%
22	C5	CR56b-R12-As12	10/11/2005	22	48,7	929,9	465,0	418,5	7,91	7,12	0,65	0,30	46,2%
19	C6	CR56b-R12-As12	3/11/2005	15	45,9	993,7	496,9	447,2	6,77	6,09	0,81	0,19	23,5%
26	C7	CR56b-SF	17/11/2005	29	49,7	430,9	215,5	193,9	10,00	9,00	1,05	0,28	26,7%
25	C8	CR56b-SF	14/11/2005	26	49,4	435,2	217,6	195,8	9,23	8,31	0,97	-	-

$P_{max}$  = carga máxima atingida no ensaio

$\delta$  = deslizamento correspondente a  $P_{max}$

$P_k = 0,9 P_{max}$

$\delta_u$  = deslizamento correspondente a  $P_k$

$\delta_{uk} = 0,9 \delta_u$  (capacidade de deslizamento característica)

Se  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm, o conector é classificado como dúctil

$\delta_{80}$  = deslizamento correspondente a  $0,8 P_{max}$

$up_{80}$  = *uplift* correspondente a  $0,8 P_{max}$

O *uplift* para  $0,8 P_{max}$  deve ser inferior a 50% de  $\delta_{80}$

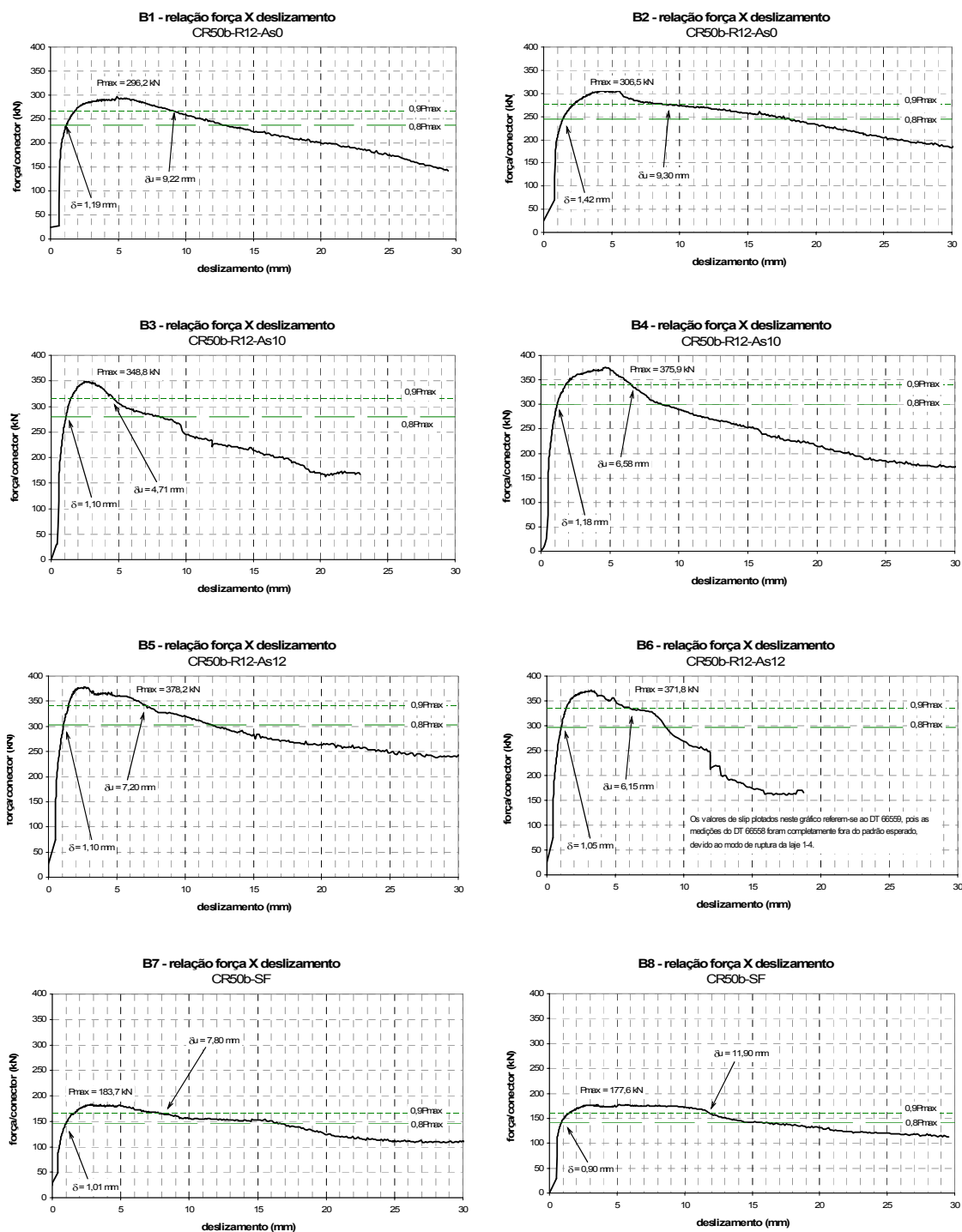


FIGURA 3.74 – Curvas força-deslizamento para os modelos da série B.

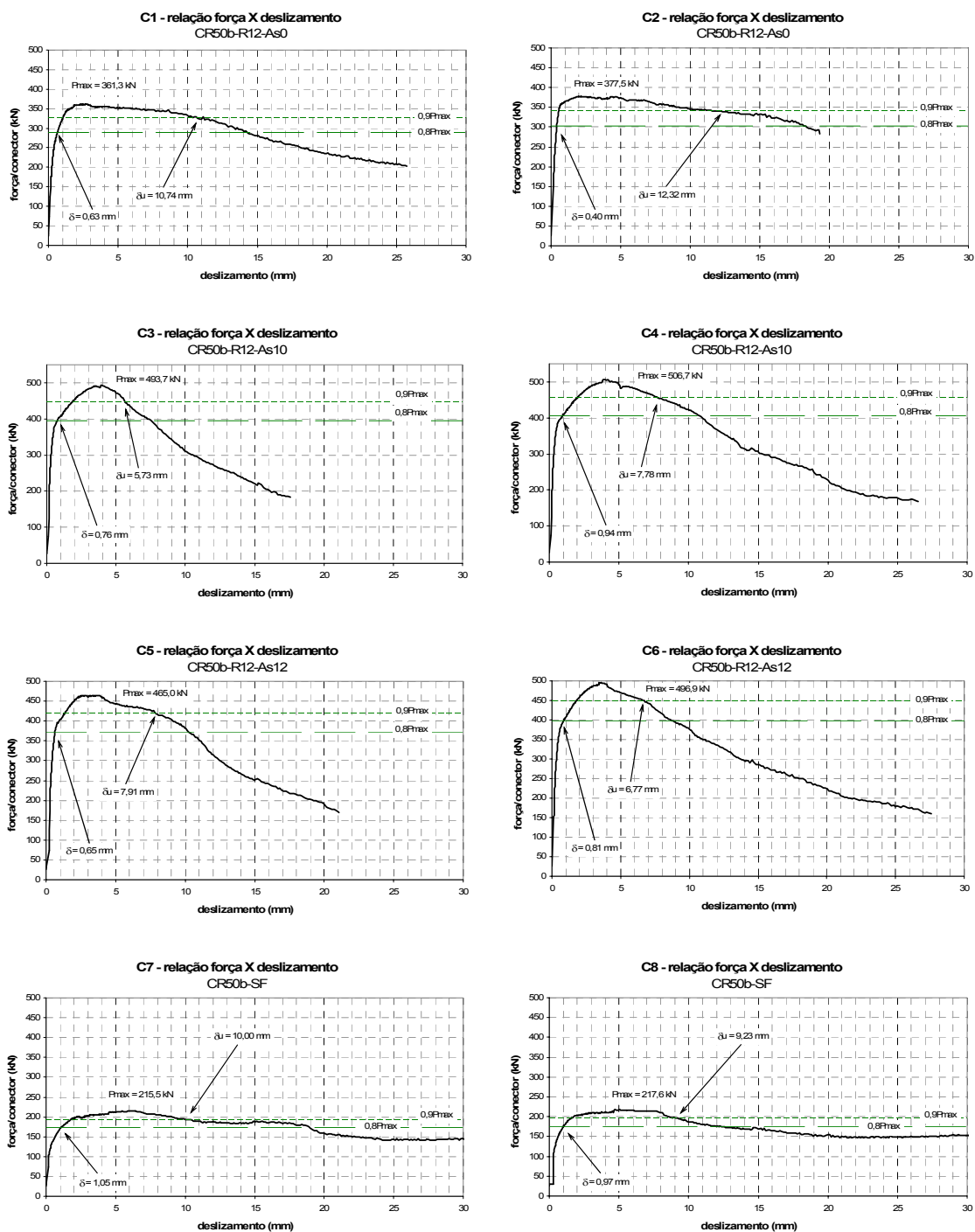


FIGURA 3.75 – Curvas força-deslizamento para os modelos da série C.

### 3.6.4 Controle tecnológico do concreto – séries B e C

#### 3.6.4.1 Resistência à compressão do concreto usado na série B

Na TAB. 3.11 são apresentados os resultados obtidos para a resistência à compressão do concreto da série B, determinados a partir de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos de 15×30 cm.

TABELA 3.11 – Resistência à compressão para o concreto da série B.

cp	idade (dias)	data do ensaio	Pmax (kN)	fc (MPa)	peso (kg)	comprim (cm)	diâmetro (cm)	massa esp. (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )
1	7	21/9/2005	411,9	<b>23,4</b>	11,74	29,62	14,98	2242,9	176,24
2	7	21/9/2005	414,2	<b>23,7</b>	11,72	29,65	14,93	2236,8	175,07
3	7	21/9/2005	414,4	<b>23,7</b>	11,66	29,63	14,93	2226,9	175,07
4	14	28/9/2005	492,1	<b>27,8</b>	11,78	29,92	15,00	2228,0	176,71
5	14	28/9/2005	467,4	<b>26,6</b>	11,64	29,77	14,96	2212,6	175,77
6	14	28/9/2005	464,6	<b>26,3</b>	11,58	29,56	14,99	2216,8	176,48
7	22	6/10/2005	505,0	<b>28,8</b>	11,60	29,76	14,95	2205,7	175,54
8	22	6/10/2005	503,2	<b>28,5</b>	11,62	29,71	15,00	2213,3	176,71
9	22	6/10/2005	507,2	<b>28,9</b>	11,62	29,76	14,94	2209,5	175,30
10	28	12/10/2005	534,9	<b>30,4</b>	11,50	29,52	14,96	2204,5	175,77
11	28	12/10/2005	519,3	<b>29,6</b>	11,68	29,75	14,94	2221,7	175,30
12	28	12/10/2005	534,5	<b>30,5</b>	11,54	29,51	14,94	2212,9	175,30

#### 3.6.4.2 Resistência à compressão do concreto usado na série C

Na TAB. 3.12 são apresentados os resultados obtidos para a resistência à compressão do concreto da série C.

TABELA 3.12 – Resistência à compressão para o concreto da série C.

cp	idade (dias)	data do ensaio	Pmax (kN)	fc (MPa)	peso (kg)	comprim (cm)	diâmetro (cm)	massa especif. (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )
1	7	26/10/2005	685,8	<b>39,4</b>	12,18	29,40	14,89	2344,4	174,13
2	7	26/10/2005	663,9	<b>38,0</b>	12,38	31,85	14,91	2199,6	174,60
3	7	26/10/2005	701,7	<b>40,2</b>	12,40	31,40	14,90	2234,7	174,37
4	14	02/11/2005	813,8	<b>46,8</b>	12,20	29,80	14,88	2316,7	173,90
5					<b>danificado</b>				
6	14	02/11/2005	763,0	<b>43,9</b>	12,04	26,65	14,88	2556,6	173,90
7	14	02/11/2005	792,6	<b>45,2</b>	12,22	29,97	14,95	2307,3	175,54
8	28	16/11/2005	848,8	<b>48,6</b>	12,10	28,80	14,91	2377,5	174,60
9	28	16/11/2005	881,1	<b>50,4</b>	12,08	27,50	14,92	2485,8	174,83
10	28	16/11/2005	873,9	<b>49,8</b>	12,20	28,90	14,95	2388,9	175,54
11	56	14/12/2005	971,6	<b>55,9</b>	12,14	28,50	14,87	2410,5	173,66
12	56	14/12/2005	983,1	<b>56,1</b>	12,12	27,50	14,94	2494,0	175,30

O gráfico da FIG. 3.76 mostra a evolução da resistência à compressão para os concretos utilizados nas séries B e C.

Em decorrência da indisponibilidade dos equipamentos do laboratório nas datas programadas, não foram feitos ensaios de módulo de elasticidade para o concreto da série B.

#### 3.6.4.3 Módulo de elasticidade – série C

Foram feitos ensaios para determinação do módulo de elasticidade do concreto da série C aos 14 e aos 28 dias de idade. Da mesma maneira que para a série A, foi seguido o procedimento definido pela NBR 8522:2003 (ABNT, 2003), descrito no item 3.4.2.2.

Nesta série, conseguiu-se programar o software de controle da máquina de ensaio para executar os patamares superiores e inferiores nos ciclos de carga (FIG. 3.77).

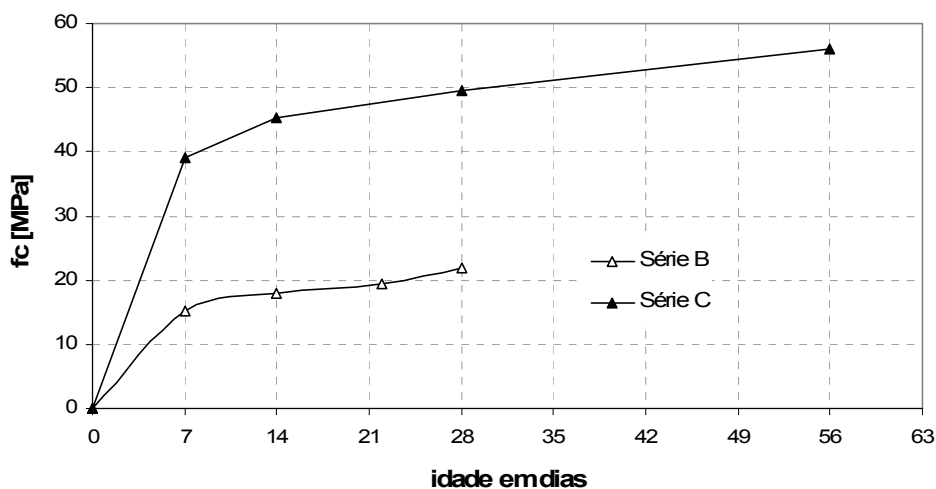


FIGURA 3.76 – Evolução da resistência à compressão dos concretos utilizados nas séries B e C com a idade.

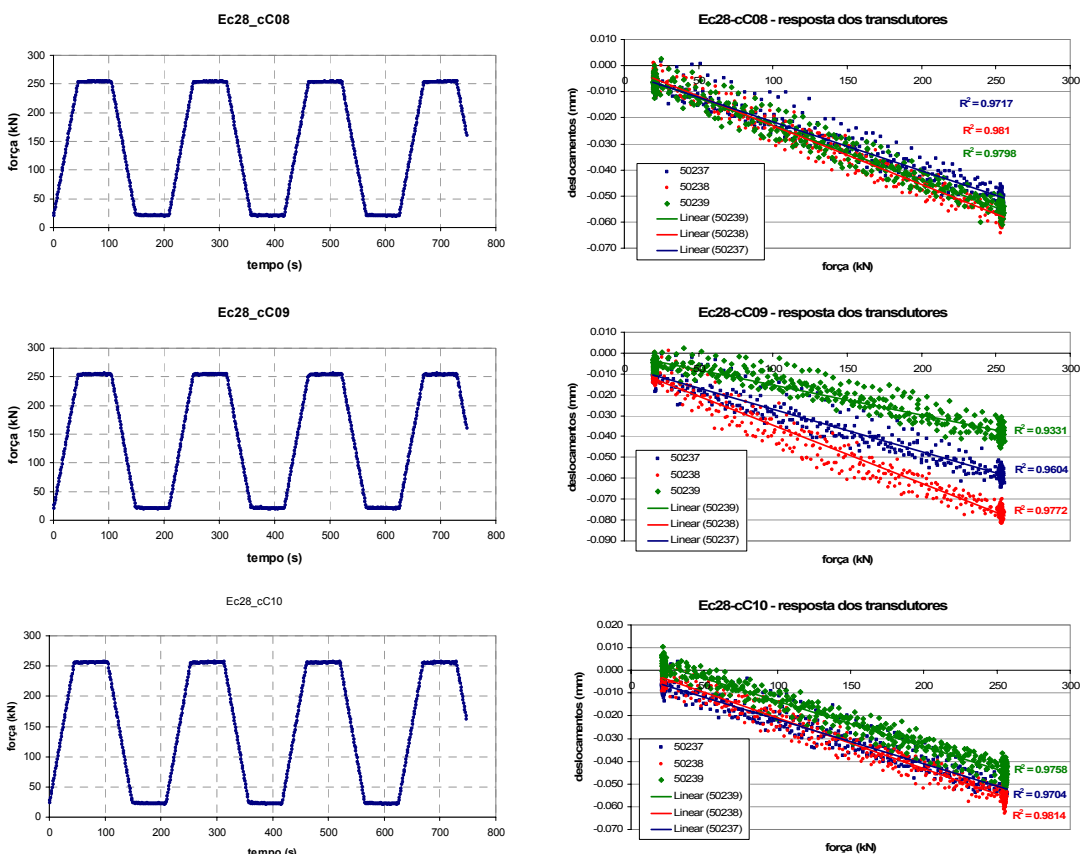


FIGURA 3.77 – Respostas dos ensaios de módulo de elasticidade para corpos-de-prova do concreto usado nos modelos da série C aos 28 dias de idade.



Na TABELA 3.13 são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade para três cilindros do concreto da série C com 14 dias de idade.

TABELA 3.13 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 14 dias - série C.

modelo	$\Delta L_a$ (mm)	$\Delta L_b$ (mm)	$\varepsilon_a$	$\varepsilon_b$	$\sigma_a$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$E_{c14}$ (GPa)
cC04	0,012	0,062	$117,647 \times 10^{-6}$	$637,255 \times 10^{-6}$	1,2	13,6	23,86
cC06	0,009	0,056	$88,235 \times 10^{-6}$	$549,020 \times 10^{-6}$	1,2	13,6	26,91
cC07	0,009	0,047	$88,235 \times 10^{-6}$	$460,784 \times 10^{-6}$	1,2	13,5	33,02
						média	27,93

A resistência à compressão média aos 14 dias de idade foi de 45,3 MPa. Aplicando-se a expressão da NBR6118 para o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ), tem-se:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{cj}} = 4760 \sqrt{45,3} = 32,0 \text{ GPa}$$

Na TABELA 3.14 são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade para três cilindros do concreto da série C com 28 dias de idade.

TABELA 3.14 – Resultados para o módulo de elasticidade aos 28 dias - série C.

modelo	$\Delta L_a$ (mm)	$\Delta L_b$ (mm)	$\varepsilon_a$	$\varepsilon_b$	$\sigma_a$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$E_{c14}$ (GPa)
cC08	0,004	0,051	$39,216 \times 10^{-6}$	$500 \times 10^{-6}$	1,2	14,5	28,86
cC09	0,010	0,058	$98,039 \times 10^{-6}$	$568,627 \times 10^{-6}$	1,2	14,5	28,26
cC10	0,002	0,050	$19,608 \times 10^{-6}$	$490,196 \times 10^{-6}$	1,3	14,5	28,05
						média	28,39

A resistência à compressão média aos 28 dias de idade foi de 49,6 MPa. Aplicando-se a expressão da NBR6118 para o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ), tem-se:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{cj}} = 4760 \sqrt{49,6} = 33,5 \text{ GPa}$$

### 3.7 Terceira etapa do programa experimental

No item 1.3 do Capítulo 1, comentou-se sobre a difusão no Brasil do uso de sistemas de piso mistos com pré-laje de concreto pré-fabricada. Mencionou-se também a dificuldade de empregar determinados tipos de conectores de cisalhamento nesses sistemas, pelo fato de os perfis laminados usualmente utilizados nas vigas possuírem mesas com largura muito reduzida. O Crestbond é uma alternativa interessante nesses casos, pois, como ele é constituído basicamente de uma chapa contínua, pode ser colocado entre as pré-lajes com um consumo mínimo de espaço sobre o perfil metálico. Por essa razão, foi produzida uma versão do Crestbond com os dentes elevados, denominada CR56b-PL, de forma que os pinos de concreto trabalhem acima da pré-laje (FIG. 3.78).

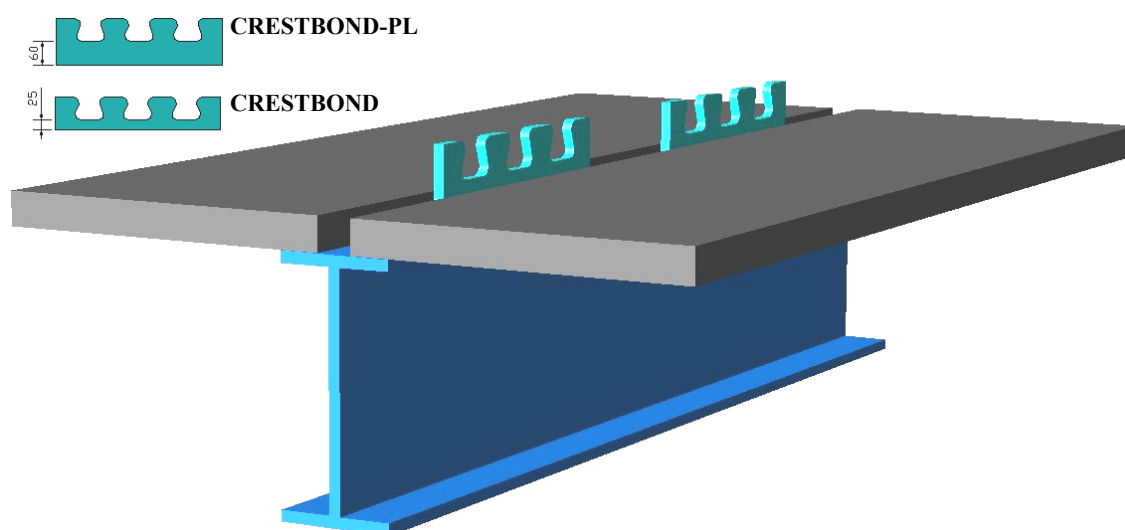


FIGURA 3.78 – Conector Crestbond-PL para uso com pré-laje.

A terceira etapa do programa experimental foi realizada no LAEES (Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG) e teve por objetivo a avaliação do comportamento do conector CR56b-PL. Para tanto, foram realizados 15 ensaios *push-out*, que constituíram a série D. Essa série foi subdividida em cinco subgrupos cujas especificidades estão indicadas na TAB. 3.15.

TABELA 3.15 – Grupos de modelos para a série D.

grupo	características dos modelos
D1	conector CR56b-PL com placa de ISOPOR <sup>16</sup> de 30 mm em lugar da pré-laje e capa de 120 mm, sem armadura passante
D2	conector CR56b-PL com placa de ISOPOR de 30 mm em lugar da pré-laje e capa de 120 mm, com armadura passante
D3	conector CR56b-PL com pré-laje de concreto de 30 mm e capa de 120 mm, sem armadura passante
D4	conector CR56b-PL com placa de ISOPOR de 45 mm em lugar da pré-laje e capa de 105 mm, sem armadura passante
D5	conector CR56b-PL com laje maciça de 150 mm, sem armadura passante.

Para a realização dos ensaios da série D, foi necessário adquirir diversos equipamentos de medição e um conjunto hidráulico, composto por uma bomba elétrica e um atuador de 200 toneladas, com curso de 150 mm.

### 3.7.1 Preparação dos modelos

#### 3.7.1.1 Fabricação dos conectores e preparação dos perfis

Os conectores CR56b-PL (FIG. 3.79) foram cortados a plasma, na fábrica da CODEME, em Betim-MG, a partir de uma chapa de aço USI-CIVIL 350, com resistência ao escoamento  $f_y = 436$  MPa e resistência à ruptura  $f_u = 577$  MPa, segundo o certificado fornecido pelo laboratório da USIMINAS.



FIGURA 3.79 – Conectores CR56b-PL cortados na CODEME em aço USI-CIVIL 350.

<sup>16</sup> Espuma de poliestireno expandido (ISOPOR no Brasil; ESFEROVITE em Portugal).

Os perfis com os conectores e as chapas de cabeça foram fornecidos e preparados pela CODEME (FIGs. 3.81 e 3.80).



FIGURA 3.80 – Perfis com os conectores CR56b-PL para a série D.

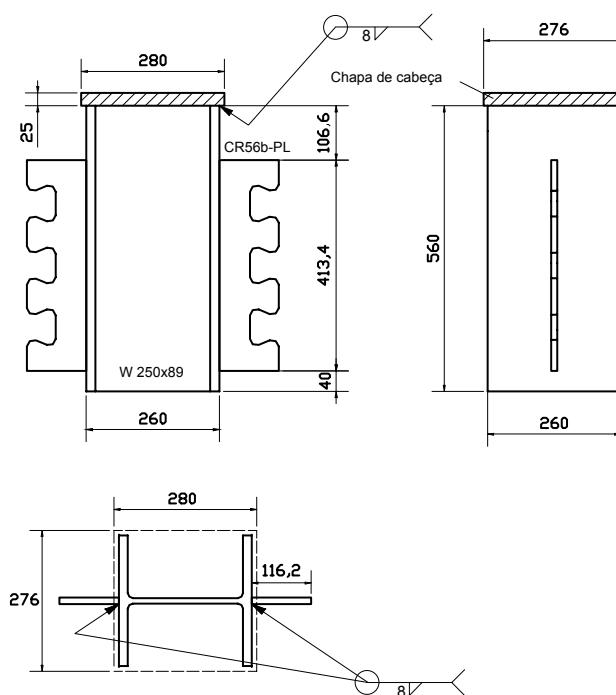


FIGURA 3.81 – Posição dos conectores nos perfis dos modelos da série D.

### 3.7.1.2 Fôrmas

Como não há MDF hidrófugo no mercado brasileiro, as fôrmas dos modelos para a série D foram montadas com chapas de madeirite resinado, com 20 mm de espessura (FIG. 3.83).

### 3.7.1.3 Armadura

Nos modelos da série D foi adotada a mesma configuração de armadura usada nas séries anteriores, porém com barras de aço CA-50 com 8 mm de diâmetro.

Várias barras da armadura foram instrumentadas com extensômetros, para monitoração dos níveis de tensão em diversas etapas do processo de carregamento (FIG. 3.82). Nos modelos montados na UFMG, além da proteção com cera apropriada e fita adesiva, os sensores foram recobertos com Durepoxi para maior proteção durante a concretagem. Essa metodologia proporcionou um resultado bem melhor do que a adotada em Portugal.

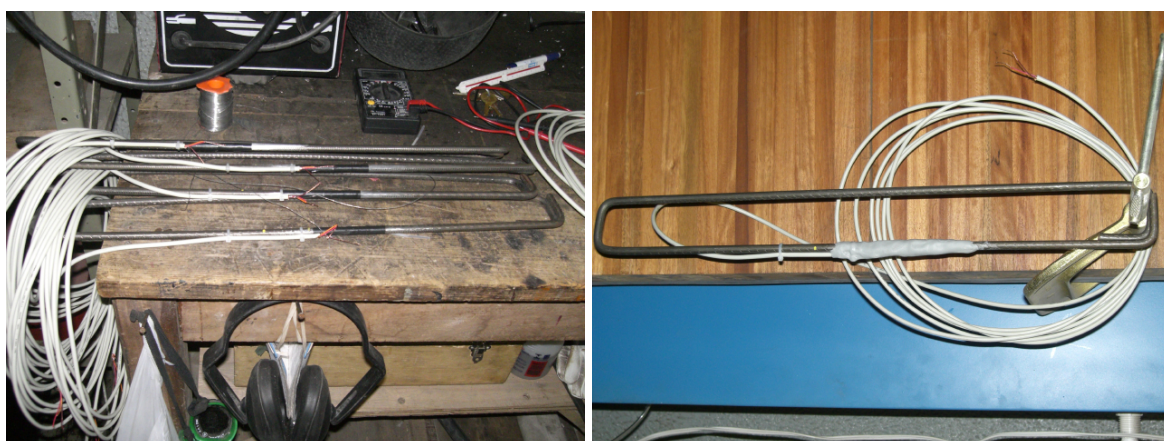


FIGURA 3.82 – Aplicação de extensômetros elétricos às barras da armadura para os modelos *push-out* da série D.



### 3.7.1.4 Montagem dos modelos e concretagem

Após a preparação inicial no LAEES, todo o material foi transportado para a fábrica da PRECON, em Pedro Leopoldo (MG), onde concluiu-se a montagem dos modelos e a concretagem (FIGs. 3.83 a 3.93).



FIGURA 3.83 – Montagem das fôrmas - série D.



FIGURA 3.84 – Aplicação de desmoldante nas fôrmas - série D.



FIGURA 3.85 – Montagem dos modelos da série D.



FIGURA 3.86 – Produção das pré-lajes - série D.



Para a série D foram montados os seguintes modelos: com pré-laje de concreto (FIG. 3.87a), com placas de poliestireno expandido (ISOPOR) em lugar da pré-laje (FIG. 3.87b) e com laje maciça (FIG. 3.87c).

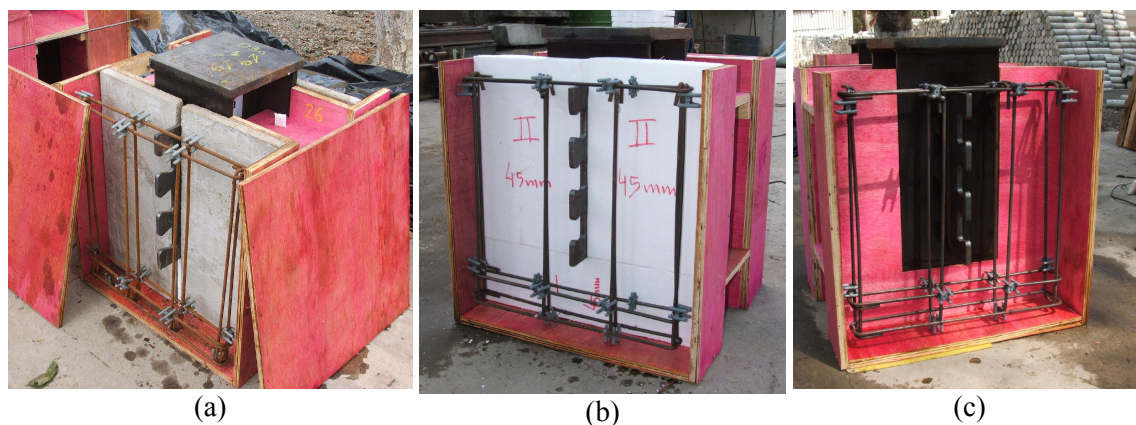


FIGURA 3.87 – Montagem dos modelos da série D, com CR56b-PL: (a) com pré-laje de concreto; (b) com poliestireno expandido e (c) com laje maciça.



FIGURA 3.88 – Fase final da montagem dos modelos – série D.





FIGURA 3.89 – Ensaio de SLUMP – série D.



FIGURA 3.90 – Lançamento e vibração do concreto das lajes – série D.



FIGURA 3.91 – Modelos concretados – série D.





FIGURA 3.92 – Proteção com lona plástica após a concretagem – série D.



FIGURA 3.93 – Controle tecnológico do concreto – série D.

### 3.7.1.5 Transporte

Após a cura durante sete dias no pátio da fábrica da PRECON, os modelos foram transportados para o LAEES/UFMG para serem ensaiados (FIG. 3.94)



FIGURA 3.94 – Transporte dos modelos para o laboratório – série D.

#### ***3.7.1.6 Regularização das lajes***

Alguns dos modelos da série D, após a desforma, apresentaram irregularidades no fundo das lajes e precisaram de tratamento. Por falta de uma argamassa auto-nivelante composta de finos, utilizou-se um graute peneirado, para eliminar o agregado mais grosso da argamassa. O resultado foi plenamente satisfatório.

#### **3.7.2 Montagem e execução dos ensaios**

A montagem dos ensaios na série D teve diversas diferenças em relação à adotada nas séries anteriores. Uma atuador hidráulico ENERPAC, com capacidade de 2000 kN e curso de 150 mm foi montado num pórtico de reação, como pode ser visto na FIG. 3.95.





FIGURA 3.95 – Montagem do macaco hidráulico no pórtico de reação - série D.

A bomba elétrica adquirida para acionamento do atuador de 2000 kN não pôde ser utilizada nos ensaios da série D, pois aplicava carga com uma velocidade muito superior à adequada para a realização do ensaio *push-out*. Como a modificação do circuito hidráulico da bomba elétrica não se viabilizou em tempo, utilizou-se uma bomba manual (FIG. 3.96).

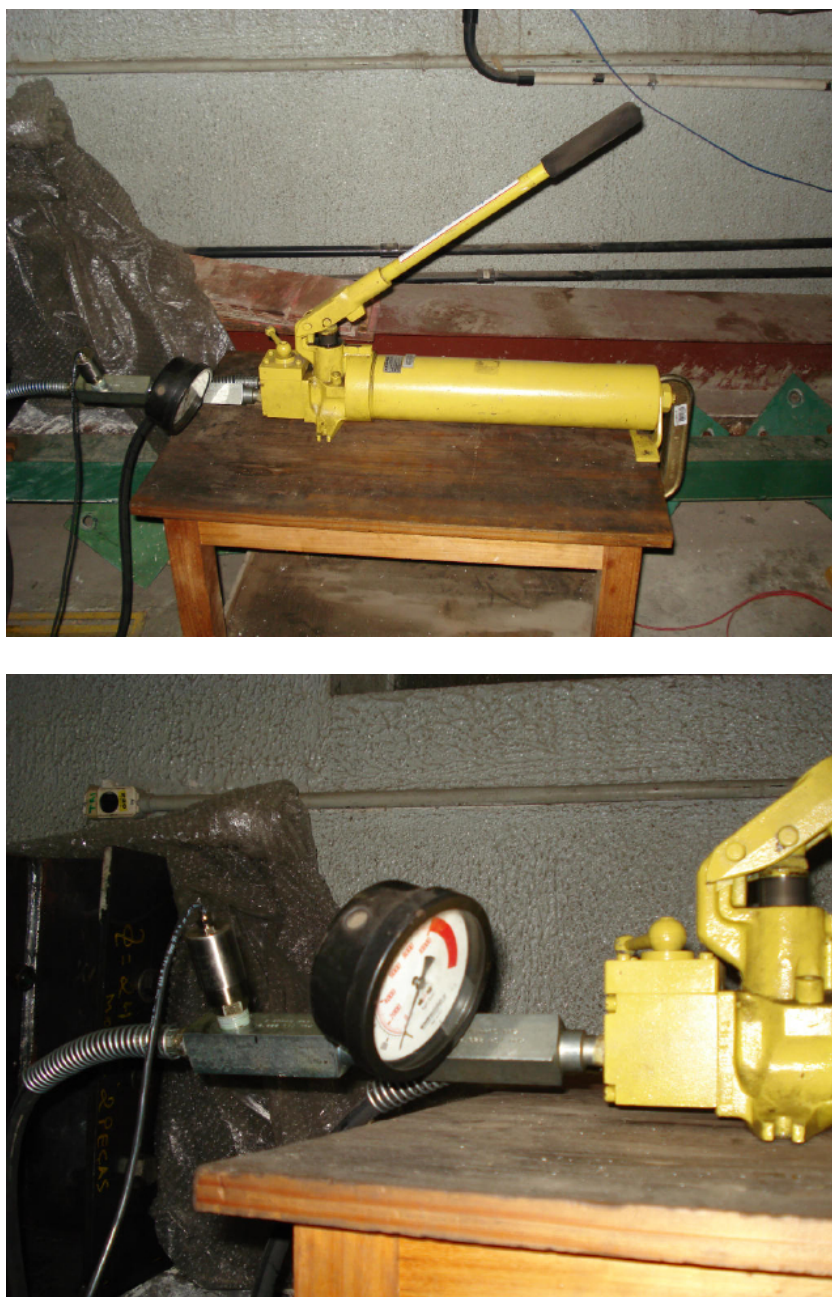


FIGURA 3.96 – Bomba manual, manômetro e transdutor de pressão - série D.

Um transdutor de pressão conectado à saída da bomba converte a pressão atuante numa voltagem que era traduzida em carga pelo sistema de aquisição de dados (FIG. 3.97). O sistema foi calibrado com o auxílio de um anel dinamométrico de 50 toneladas (FIG. 3.98).





FIGURA 3.97 – Sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios da série D.



FIGURA 3.98 – Calibração do atuador hidráulico.

Para a montagem do ensaio, algumas peças especiais de aço inoxidável tiveram que ser usinadas, para permitir a colocação de uma rótula entre o macaco e o modelo.

Para monitoração do deslizamento longitudinal relativo entre a laje e o perfil, dois transdutores de deslocamento de 100 mm foram montados, um de cada lado do modelo. Para a medição do afastamento transversal entre a laje e o perfil, dois transdutores de deslocamento foram instalados, um de cada lado do modelo, alinhados com o centróide do conector (FIG. 3.99).



FIGURA 3.99 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento.

De modo análogo ao que foi feito nas séries A, B e C, os modelos da série D foram assentados sobre uma lâmina de neoprene de 5 mm de espessura, como pode ser visto na FIG. 3.100.

Como as cargas atingidas nos ensaios das séries A e B foram inferiores às obtidas por OGUEJIOFOR (1994) em modelos similares com conector Perfobond, questionou-se a influência das condições de contorno do modelo. Por essa razão, nos primeiros ensaios



da série D duas barras chatas foram soldadas às placas de apoio das lajes para impedir o *uplift* (FIG. 3.99). Alguns modelos foram ensaiados com essa contenção lateral. Posteriormente, essas barras foram retiradas (FIG. 3.100), e modelos pares dos anteriores foram ensaiados sem qualquer impedimento ao deslocamento lateral, exceto pelo atrito com o neoprene, para verificar possíveis alterações na resistência última da conexão. Os resultados são discutidos na seção 5.8.



FIGURA 3.100 – Montagem sem as barras de contenção lateral – série D.

O transdutor de pressão, os transdutores de deslocamento e os extensômetros das armaduras foram conectados a um sistema de aquisição de dados, que consistia de uma placa AC2120 da LYNX Eletrônica, montada num PC e operada com o software AqDados 7.02, do mesmo fabricante. Esse sistema possuía dois módulos de aquisição AI-2160 com 16 canais cada, permitindo a leitura dos sinais analógicos de até 32 sensores (FIG. 3.97).

Na execução do ensaio o modelo foi submetido a um processo lento de carregamento incremental, segundo as recomendações da EN 1994-1-1:2004. Inicialmente eram aplicados 25 ciclos de carga e descarga, com o carregamento variando entre 5 e 40% da

carga máxima estimada. Após os 25 ciclos, era aplicado um carregamento contínuo, até que a carga máxima fosse atingida e o modelo começasse a perder a capacidade de suporte (FIG. 3.101). Os ensaios foram conduzidos até que o deslizamento relativo entre o aço e o concreto chegasse a um valor próximo de 30 mm.

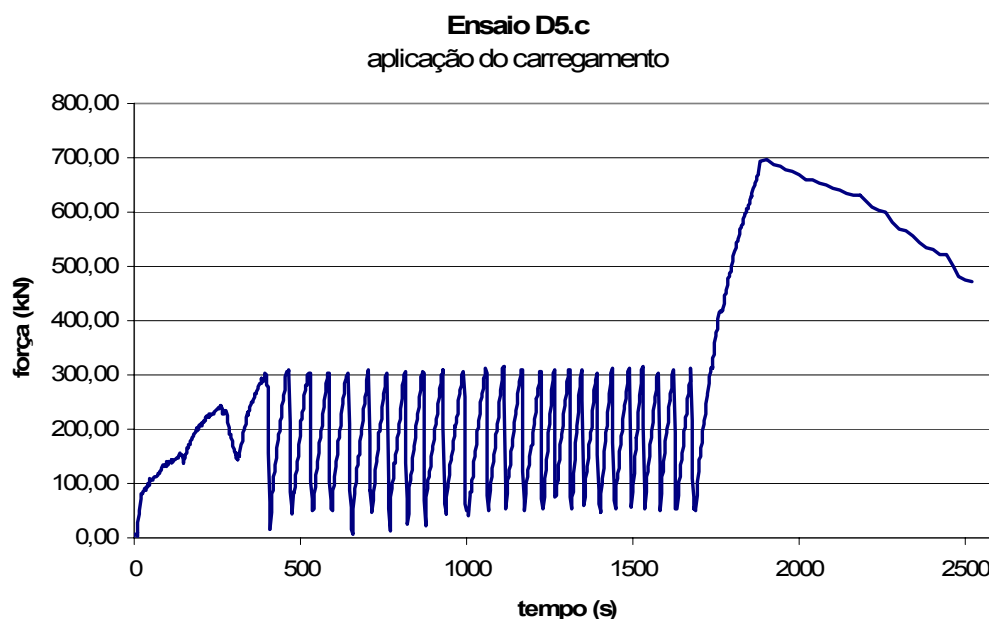


FIGURA 3.101 – Aspecto do carregamento aplicado.

As medições de carga e deslocamentos, bem como as leituras dos extensômetros, foram gravadas pelo sistema de aquisição de dados com uma frequência de 5 Hz. Os ensaios tiveram duração efetiva de aquisição (tempo real de leitura) variando entre 30 e 60 minutos.

O modo de ruptura observado em todos os modelos na série D está relacionado ao concreto. A FIG. 3.102a mostra a distribuição de tensões de tração logo abaixo do conector, obtida da análise numérica de um modelo *push-out* com conector Perfobond (MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002). De forma compatível com essa distribuição de tensões, nos ensaios com conectores Crestbond PL observou-se a formação de uma fissura na face externa da laje, logo abaixo do conector, na direção do eixo da laje, conforme pode ser visto na FIG. 3.102b.

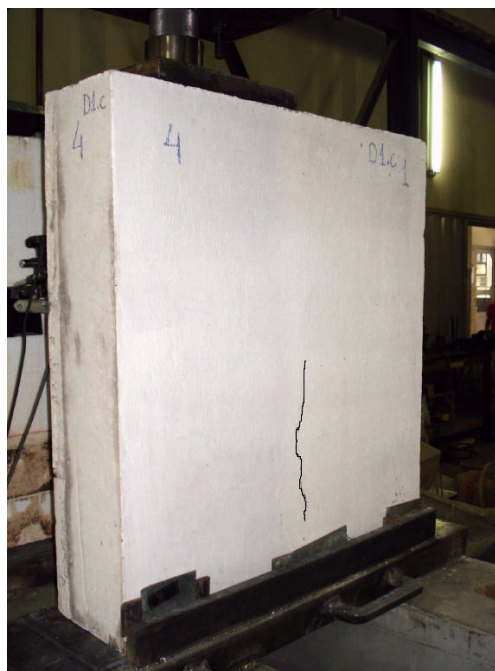
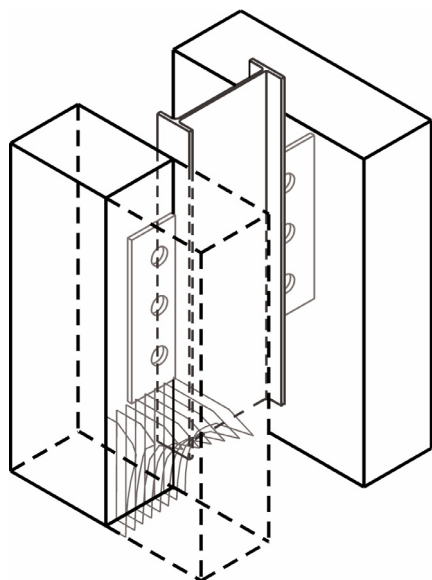


FIGURA 3.102 – (a) distribuição de tensões de tração abaixo dos conectores (MEDBERRY e SHAROOZ, 2002); (b) aspecto típico da primeira fissura que surge nos ensaios com conectores CR56b-PL.

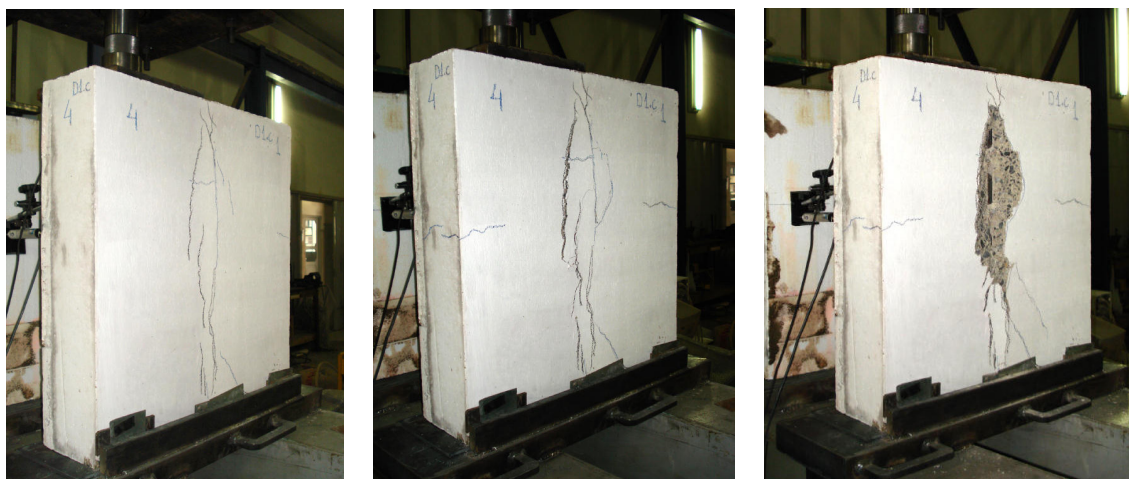


FIGURA 3.103 - Fissuração progressiva típica na série D (modelo D1c).

À medida que o carregamento evolui, a fissura longitudinal se propaga para cima e para baixo, como pode ser visto na FIG. 3.103, até que se desprende uma cunha de concreto na face externa das lajes, deixando à mostra a extremidade superior do conector.

### 3.7.3 Resultados da série D

Na TAB. 3.16 são apresentados as características e propriedades dos modelos da série D.

TABELA 3.16 – Características e propriedades dos modelos da série D.

modelo	tipo	$f_c$ (MPa)	$t_c$ (mm)	$L_{sc}$ (mm)	$h_{sc}$ (mm)	$t_{sc}$ (mm)	$D$ (mm)	$t_{PL}$ (mm)	$n_1$	$n_2$	$A_{tr}$ (mm <sup>2</sup> )
D1a	CR56b-PL iso30	31,6	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	0	301,59
D1b	CR56b-PL iso30	31,3	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	0	301,59
D1c	CR56b-PL iso30	31,3	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	0	301,59
D2a	CR56b-PL iso30	31,4	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	6	603,19
D2b	CR56b-PL iso30	31,4	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	6	603,19
D2c	CR56b-PL iso30	31,3	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	6	603,19
D3a	CR56b-PL pl30	31,6	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	0	301,59
D3b	CR56b-PL pl30	32,4	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	0	301,59
D3c	CR56b-PL pl30	31,1	120	413,36	116,2	12,5	56	30	6	0	301,59
D4a	CR56b-PL iso45	32,6	105	413,36	116,2	12,5	56	45	6	0	301,59
D4b	CR56b-PL iso45	32,2	105	413,36	116,2	12,5	56	45	6	0	301,59
D4c	CR56b-PL iso45	32,2	105	413,36	116,2	12,5	56	45	6	0	301,59
D5a	CR56b	22,2	150	413,36	116,2	12,5	56	0	6	0	301,59
D5b	CR56b	32,1	150	413,36	116,2	12,5	56	0	6	0	301,59
D5c	CR56b	31,3	150	413,36	116,2	12,5	56	0	6	0	301,59

$f_c$  = resistência à compressão do concreto à data do ensaio *push-out*

$t_c$  = espessura da laje

$L_{sc}$  = comprimento longitudinal do conector

$h_{sc}$  = altura do conector

$t_{sc}$  = espessura da chapa do conector

$D$  = diâmetro de referência (do círculo inscrito no dente trapezoidal)

$n_p$  = número de aberturas no conector (pinos virtuais de concreto) – sempre igual a 3 na série D

$\phi$  = diâmetro das barras da armadura transversal – sempre igual a 8 mm na série D

$n_1$  = número de barras de armadura transversal passando por fora do conector

$n_2$  = número de barras de armadura transversal passando por dentro do conector

$A_{tr}$  = área total da armadura transversal =  $(n_1+n_2)\pi\phi^2/4$

$L_c$  = comprimento da laje (sempre constante, igual a 650 mm)

$f_{y_{sc}}$  = resistência ao escoamento do aço do conector – sempre igual a 436 MPa na série D

$f_{y_{tr}}$  = resistência ao escoamento do aço da armadura - sempre igual a 500 MPa na série D

Nos ensaios da série D, o carregamento foi aplicado com controle de força, e não de deslocamentos, como normalmente é feito em ensaios do tipo *push-out*, devido à indisponibilidade no LAEES de um equipamento servo-controlado com essa capacidade. Não obstante, foi possível registrar a fase pós-pico da curva força-

deslizamento para grandes deslocamentos, em virtude da grande ductilidade da conexão na fase de ruptura e do controle manual da bomba. Não ocorreu ruptura brusca.

Nas FIGS. 3.104 a 3.108, são apresentadas as curvas força-deslizamento para cada grupo de modelos da série D, onde pode-se observar a concordância dos resultados de ensaios para modelos similares.

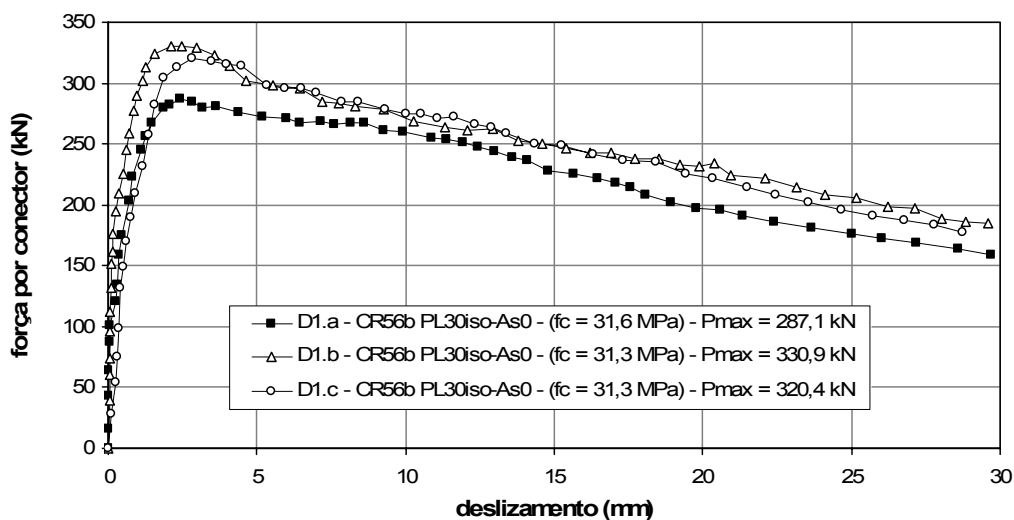


FIGURA 3.104 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D1. Isopor de 30 mm em lugar da pré-laje, laje com 120 mm de espessura, sem armadura passante.

Na FIG. 3.105, são mostradas as curvas força-deslizamento para os modelos com isopor em lugar da pré-laje, porém com armadura passante. Comparando-a com a FIG. 3.104 (modelos com isopor e sem armadura passante), nota-se claramente a contribuição da armadura tanto na capacidade da conexão quanto na sua ductilidade.

Na FIG. 3.106, as curvas força-deslizamento para os modelos com uma pré-laje de concreto real são apresentadas. Comparando-a com a FIG. 3.104, pode-se notar que a pré-laje contribui para um ligeiro aumento da rigidez do sistema na fase de serviço e melhora a ductilidade na fase última, mas não contribui significativamente na capacidade de carga.

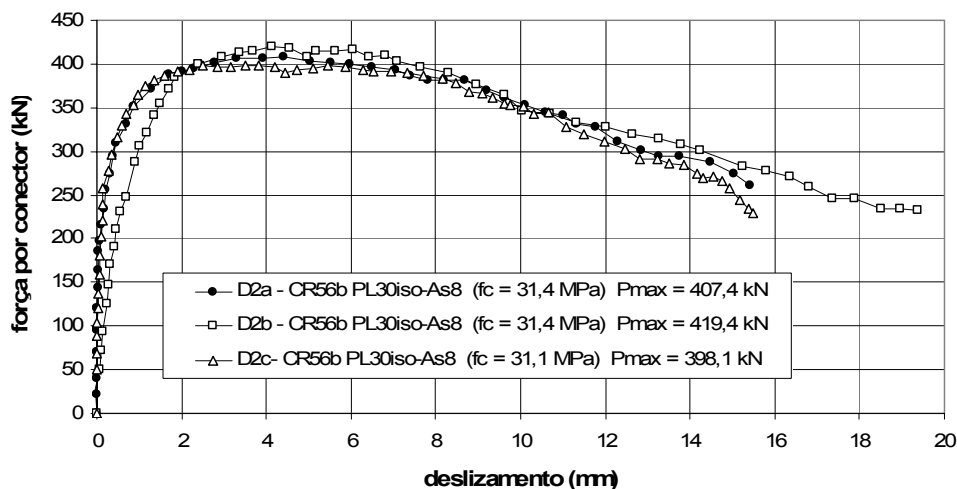


FIGURA 3.105 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D2.

As curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D4, com isopor de 45 mm, são mostradas na FIG. 3.107. Comparando-as com as curvas da FIG. 3.104, dos modelos com isopor de 30 mm, percebe-se que com o aumento da espessura do isopor (redução da laje), a capacidade da conexão sofre uma pequena redução, bem como a rigidez na fase pós-pico.

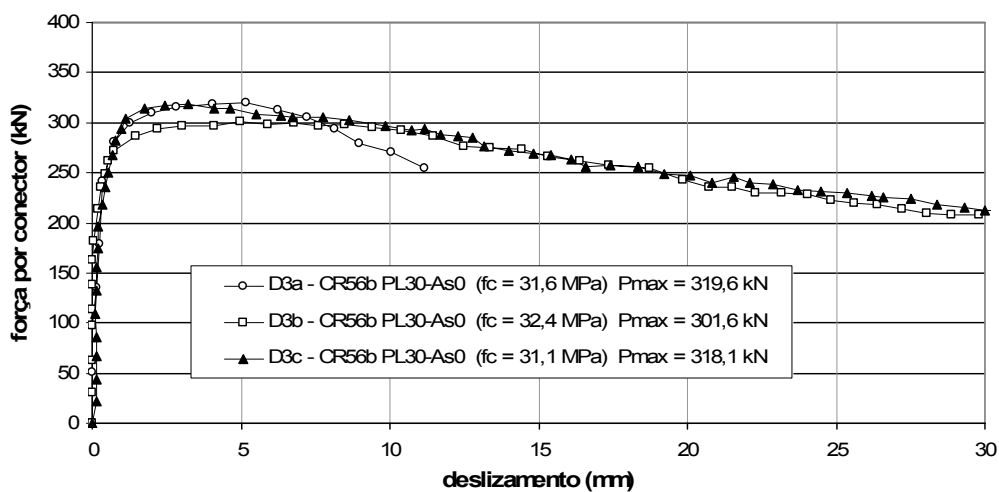


FIGURA 3.106 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D3.

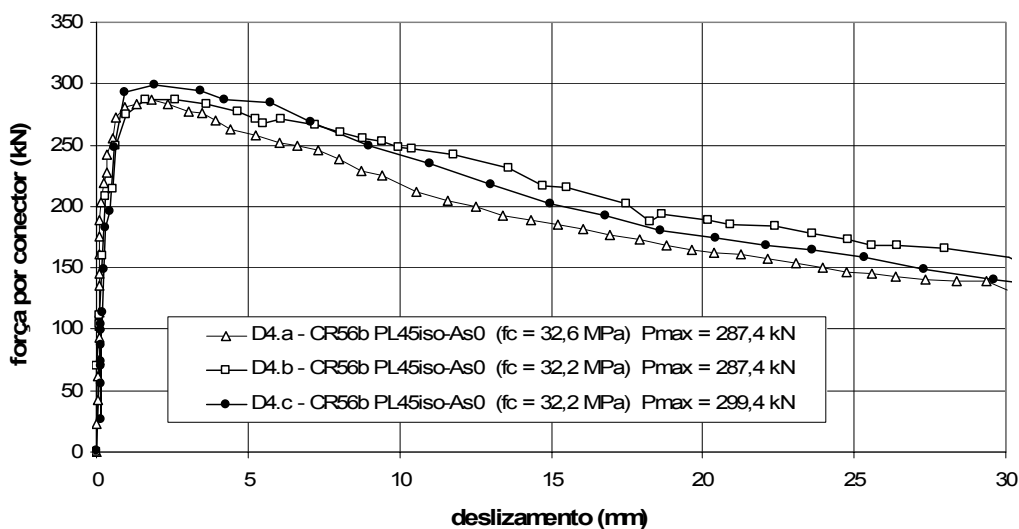


FIGURA 3.107 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D4.

Os modelos da série D foram ensaiados com idade tal que a resistência à compressão do concreto para todos eles era muito próxima, exceto para o grupo D5. Devido à pequena dispersão na resistência do concreto, as curvas força-deslizamento para esses modelos são apresentadas na FIG. 3.108, normalizadas em relação ao valor médio de  $f_c$  para os três modelos do grupo, que é de 28,5 MPa. Os reais valores de  $f_c$  e  $P_{max}$  para os modelos do grupo D5 podem ser vistos na TAB. 3.17, na qual é apresentado um resumo dos resultados da série D. A normalização é feita multiplicando-se a resistência dos modelos pelo seguinte fator:

$$k = \sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{ci}}} \quad (3-1)$$

onde:

$f_{cm}$  = resistência à compressão média para o grupo

$f_c$  = resistência à compressão do modelo  $i$

Esse fator  $k$  está baseado nas constatações de diversos pesquisadores (VIEST, 1956; SLUTTER e DRISCOLL, 1962; DAVIES, 1967; OLLGARD *et al.*, 1971) de que a capacidade última de um conector de cisalhamento é aproximadamente proporcional à raiz quadrada da resistência medida num c.p. cilíndrico. A normalização dos resultados dos ensaios dessa forma minimiza o efeito das diferenças nas resistências dos concretos



dos modelos. DAVIES (1969) usou essa técnica para obter curvas força-deslizamento. Uma abordagem similar também foi utilizada por KULLMAN (1987) e ROBINSON (1988).

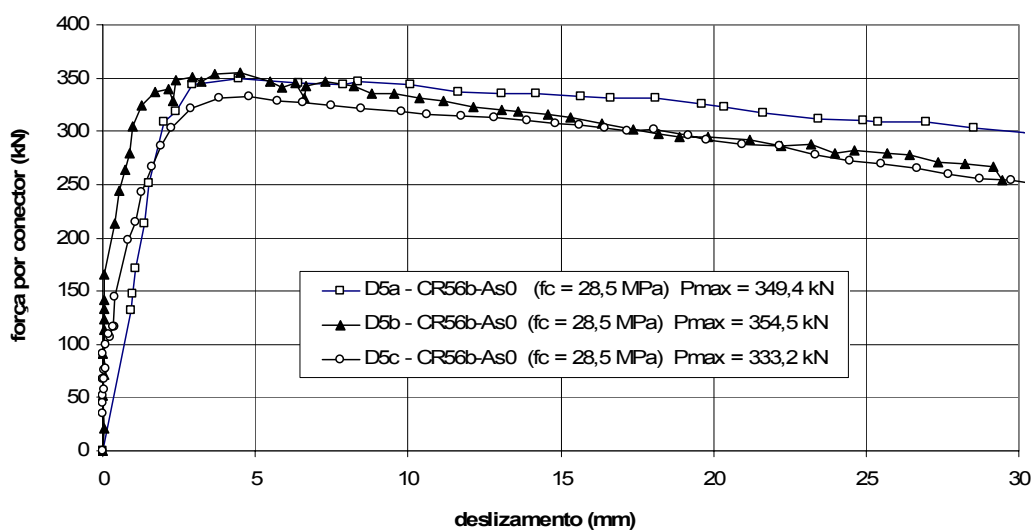


FIGURA 3.108 - Curvas força-deslizamento para os modelos do grupo D5.

TABELA 3.17 - Resultados experimentais para os modelos da série D.

ensaio	modelo	tipo	data do ensaio (2006)	idade do concreto	$f_c^{(*)}$	$P_{\max}$ total	$P_{\max}$ por conect.	tempo em $P_{\max}$	base de apoio	regulariz. da base	tempo ensaio	$\delta_u$	$\delta_{uk}$	médias	$\delta_{P_{\max}}$
				dias	(MPa)	(kN)	(kN)	hh:mm:ss			hh:mm:ss	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
27	D1.a	CR56b-PL30iso-As0	14/12	99	31,6	574,3	287,1	00:27:20	tipo 2	graute Weber	00:45:00	10,3	9,3		2,4
28	D1.b	CR56b-PL30iso-As0	5/12	90	31,3	661,7	330,9	00:19:46	tipo 1	desnecess.	00:29:50	5,5	5,0	7,0	2,1
29	D1.c	CR56b-PL30iso-As0	5/12	90	31,3	640,7	320,4	00:20:50	tipo 1	desnecess.	00:35:04	7,5	6,8		2,8
30	D2.a	CR56b-PL30iso-As8	7/12	92	31,4	814,8	407,4	00:31:30	tipo 1	desnecess.	00:39:51	9,3	8,4		4,4
31	D2.b	CR56b-PL30iso-As8	7/12	92	31,4	838,8	419,4	00:34:10	tipo 1	desnecess.	00:23:50	9,0	8,1	8,3	4,1
32	D2.c	CR56b-PL30iso-As8	6/12	91	31,3	796,2	398,1	00:19:36	tipo 1	desnecess.	00:31:03	9,5	8,6		3,5
33	D3.a	CR56b-PL30-As0	12/12	97	31,6	639,1	319,6	00:14:14	tipo 2	desnecess.	-----	8,5	7,7		5,2
34	D3.b	CR56b-PL30-As0	5/12	90	32,4	603,2	301,6	00:25:16	tipo 1	desnecess.	00:34:16	14,7	13,2	10,7	5,0
35	D3.c	CR56b-PL30-As0	1/12	86	31,1	636,2	318,1	00:28:08	tipo 1	desnecess.	00:38:15	12,4	11,2		3,2
36	D4.a	CR56b-PL45iso-As0	11/12	96	32,6	574,7	287,4	00:25:02	tipo 2	desnecess.	00:37:37	5,2	4,7		1,8
37	D4.b	CR56b-PL45iso-As0	30/11	85	32,2	574,7	287,4	00:19:40	tipo 1	desnecess.	00:31:05	8,3	7,5	6,2	1,6
38	D4.c	CR56b-PL45iso-As0	30/11	85	32,2	598,7	299,4	00:18:02	tipo 1	desnecess.	00:28:18	7,1	6,4		1,9
39	D5.a	CR56b-As0	29/11	84	22,2	616,7	308,4	00:23:16	tipo 1	desnecess.	00:30:27	22,5	20,3		4,4
40	D5.b	CR56b-As0	27/11	82	32,1	751,8	375,9	00:20:20	tipo 1	Sika Graute	00:33:16	13,7	12,3	16,4	4,2
41	D5.c	CR56b-As0	28/11	83	31,3	697,7	348,9	00:31:40	tipo 1	Sika Graute	00:42:09	18,4	16,6		4,8

(\*)  $f_c$  estimado com base na curva experimental

(\*\*) condição de apoio na base do modelo: tipo 1: neoprene de 5,0 mm com confinamento lateral

tipo 2: neoprene de 5,0 mm sem confinamento lateral

$P_{\max}$  = carga máxima atingida no ensaio

$\delta_{P_{\max}}$  = deslizamento correspondente a  $P_{\max}$

$P_k = 0,9 P_{\max}$

$\delta_u$  = deslizamento correspondente a  $P_k$

$\delta_{uk} = 0,9 \delta_u$  (capacidade de deslizamento característica)

Se  $\delta_{uk} \geq 6,0$  mm, o conector é classificado como dúctil

### 3.7.4 Desmonte dos modelos após os ensaios

Após os ensaios, todos os modelos da série D foram demolidos para permitir a observação do estado dos conectores e do concreto no seu entorno. Para desmontar os modelos foi necessário cortar as barras de armadura transversal para que as duas metades da laje pudessem ser finalmente separadas (FIG. 3.109). Para cortar o concreto foi utilizado um martetele elétrico de 10 kg. As barras de armadura foram cortadas com um uma esmerilhadeira equipada com um disco para corte de aço inox.



FIGURA 3.109 – Corte das lajes - série D.

Quando a armadura é cortada, as metades das lajes se separam e é possível ver claramente o cisalhamento do concreto ao longo dos dois planos de corte coincidentes com as faces laterais dos conectores, bem como porções de concreto esmagado e compactado dentro dos dentes (FIG. 3.110). O concreto esmagado dentro dos dentes do conector fica compactado de tal forma que permanece preso ao conector mesmo durante e após a operação de desmonte (FIG. 3.110). O cisalhamento do concreto é tal que se

pode observar a ruptura concomitante da pasta de cimento e dos agregados (FIG. 3.111).

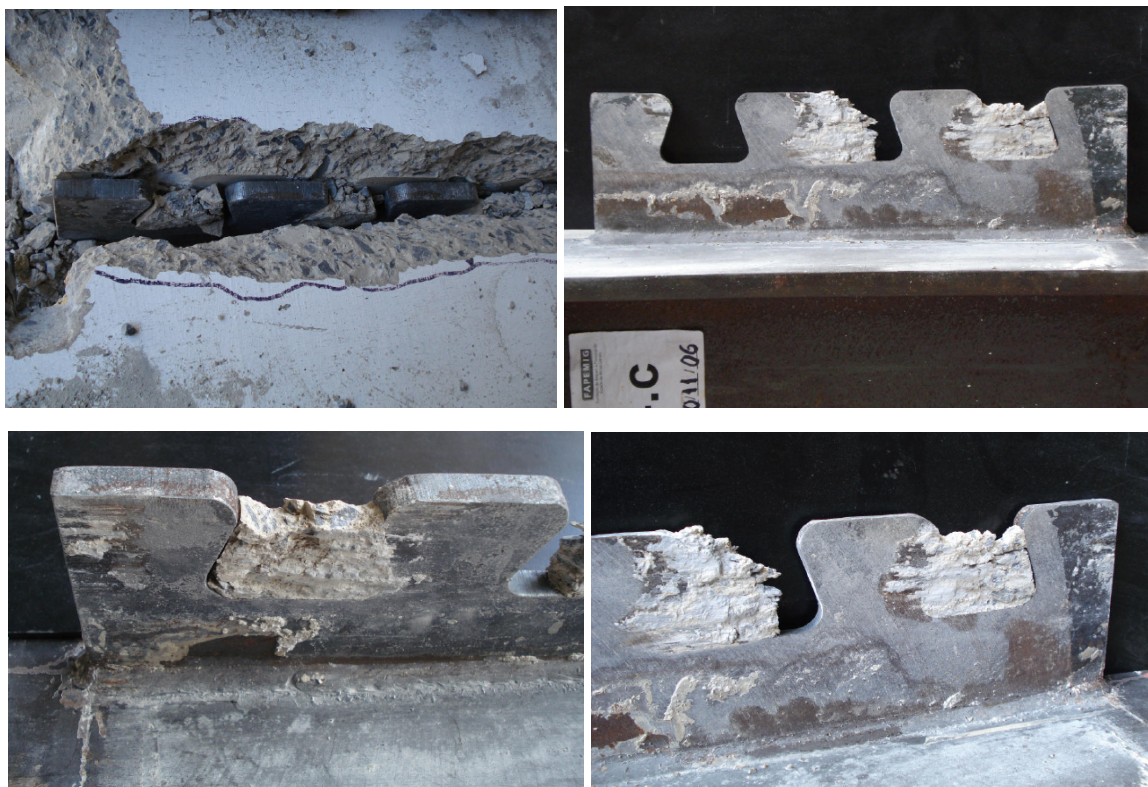


FIGURA 3.110 – Efeito de pino no concreto em modelos da série D.





FIGURA 3.111 – Cisalhamento do concreto dentro dos dentes do conector.

Em todos os modelos da série D os conectores permaneceram intactos após os ensaios, sem nenhuma deformação perceptível dos dentes (FIG. 3.112).

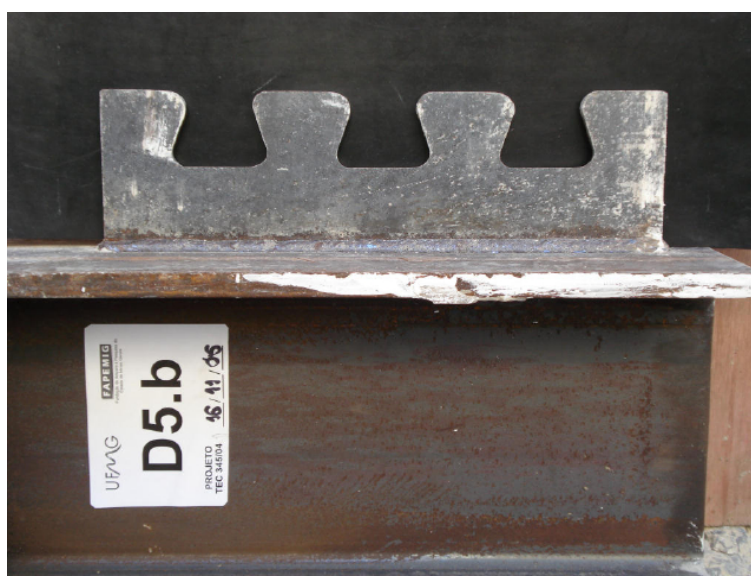


FIGURA 3.112 – Conector intacto após ensaios da série D.

### 3.7.5 Controle tecnológico do concreto usado na série D

Para a concretagem dos modelos da série D foi necessário produzir três remessas de concreto, que foram identificadas como D-1, D-2 e D-3. Os corpos-de-prova para o controle das propriedades do concreto foram moldados em cilindros de 10×20 cm. A caracterização do concreto seguiu as prescrições das normas brasileiras NBR 5738:2003, NBR 5739:1994 e NBR 8522:2003. Na TAB. 3.18 são apresentadas as características dos concretos utilizados Na série D.

TABELA 3.18 - Características dos concretos utilizados na série D.

concreto	D-1	D-2	D-3
resistência à compressão (MPa)	$f_{c7} = 20,0$ $f_{c14} = 26,9$ $f_{c28} = 28,3$ $f_{c97} = 31,6$	$f_{c7} = 22,2$ $f_{c14} = 27,5$ $f_{c28} = 30,3$ $f_{c97} = 32,6$	$f_{c84} = 22,2$
módulo de elasticidade secante (GPa)	$E_{c14} = 22,80$ $E_{c28} = 24,48$	$E_{c14} = 24,94$ $E_{c28} = 25,17$	-

Na FIG. 3.113 são mostradas as curvas para a resistência à compressão dos concretos empregados na série D.

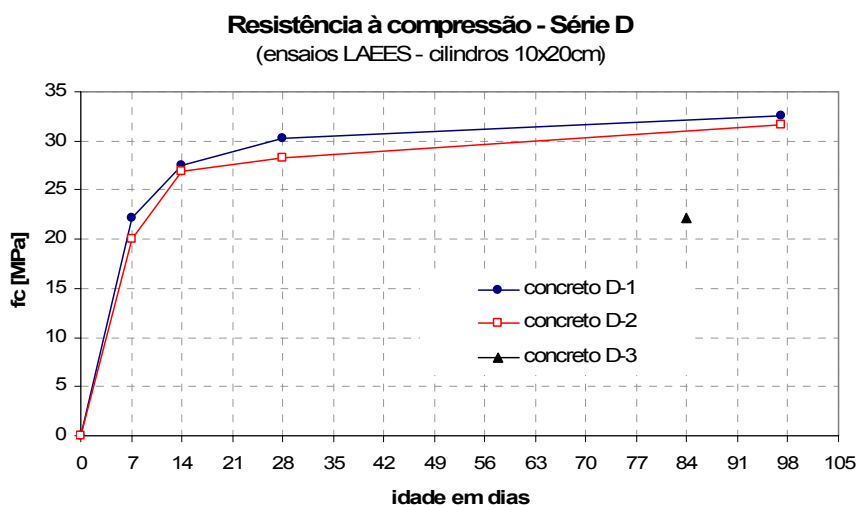


FIGURA 3.113 – Evolução com a idade da resistência à compressão dos concretos utilizados na série D.

## 3.8 Propriedades dos materiais

### 3.8.1 Concreto

As propriedades do concreto para cada série de modelos estão relatadas nos itens 3.4.4, 3.5.2, 3.6.4 e 3.7.5. Na TAB. 3.19, apresenta-se um resumo das resistências médias e dos módulos de elasticidade determinados em algumas idades, para cada um dos concretos utilizados.

TABELA 3.19 - Características dos concretos utilizados.

série	remessa	fornecedor	concreto	cimento	slump cm		
A	única	DST	C25/30 S4 <sup>(1)</sup>	CEM II/A-L 42.5R <sup>(1)</sup>	17,5		
X	única	DST	C25/30 S4	CEM II/A-L 42.5R	-		
B	única	DST	C20/25 S4	CEM II/A-L 42.5R	10,0		
C	única	DST	C35/45 S4	CEM II/A-L 42.5R	13,0		
D	1	PRECON	T011B <sup>(2)</sup>	CP-5 <sup>(3)</sup>	21,0		
D	2	PRECON	T011B	CP-5	18,5		
D	3	PRECON	T011B	CP-5	-		

série	A	X	B	C	D1	D2	D3
resistência à compressão MPa	$f_{c7} = 27,6$	$f_{c7} = 15,2$	$f_{c7} = 23,6$	$f_{c7} = 39,2$	$f_{c7} = 20,0$	$f_{c7} = 22,2$	$f_{c84} = 22,2$
	$f_{c14} = 30,7$	$f_{c14} = 18,0$	$f_{c14} = 26,9$	$f_{c14} = 45,3$	$f_{c14} = 26,9$	$f_{c14} = 27,5$	
	$f_{c28} = 31,8$	$f_{c28} = 19,5$	$f_{c22} = 28,7$	$f_{c28} = 49,6$	$f_{c28} = 28,3$	$f_{c28} = 30,3$	
	$f_{c50} = 33,1$	$f_{c30} = 21,9$	$f_{c28} = 30,2$	$f_{c56} = 56,0$	$f_{c97} = 31,6$	$f_{c97} = 32,6$	
módulo de elasticidade secante GPa	$E_{c14} = 23,70$	$E_{c30} = 22,43$		$E_{c14} = 27,93$	$E_{c14} = 22,80$	$E_{c14} = 24,94$	
	$E_{c28} = 24,92$			$E_{c28} = 28,39$	$E_{c28} = 24,48$	$E_{c28} = 25,17$	

**Notas:** (1) especificação europeia  
(2) especificação PRECON  
(3) especificação brasileira

### 3.8.2 Aço dos perfis

Nas séries A, X, B e C foram utilizados perfis metálicos HEB 260, da ARCELOR, constituídos de aço S 275 (aço europeu). Na série D usou-se perfis W250x89, da AÇOMINAS, constituídos por aço ASTM A 572 Grau 50 (FIG. 3.114).



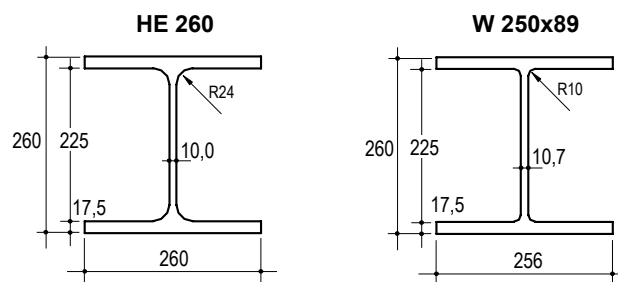


FIGURA 3.114 - Perfis metálicos utilizados nos modelos.

### 3.8.3 Aço das armaduras

Nas séries A, X, B, e C as armaduras foram montadas com aço S500 (aço europeu com  $f_y = 500$  MPa), equivalente ao aço CA50 brasileiro. As armaduras da série D foram montadas com aço CA-50.

### 3.8.4 Aço dos conectores

Na TAB. 3.20 são apresentadas as características dos aços dos conectores utilizados nos ensaios *push-out*, conforme os certificados dos fabricantes.

TABELA 3.20 - Aços dos conectores.

série	aço	fornecedor	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa
A	USI CIVIL 300	USIMINAS	359	500
X	S 275 JR	ACERALIA	302	474
B	S 275 JR	ACERALIA	324	489
C	S 275 JR	ACERALIA	324	489
D	USI CIVIL 350	USIMINAS	436	577

# 4

## SIMULAÇÕES DO COMPORTAMENTO COM MODELOS ESTATÍSTICOS E REDES NEURAIS

### 4.1 Generalidades

Neste capítulo são apresentadas simulações do comportamento do conector Crestbond por meio de modelos estatísticos e redes neurais artificiais.

### 4.2 Modelos ajustados com Análise de Regressão Múltipla

A análise de regressão múltipla é um algoritmo estatístico, baseado no método dos mínimos quadrados, aplicável a problemas em que uma variável dependente está relacionada a um conjunto de variáveis independentes, conforme o modelo expresso pela Eq. (4-1).

$$Y = B_1 X_1 + B_2 X_2 + B_3 X_3 \quad (4-1)$$

A Eq. (4-1) é uma função linear dos parâmetros incógnitas  $B_1$ ,  $B_2$  e  $B_3$ , e descreve um hiperplano no espaço tridimensional dos coeficientes de sensibilidade  $X_1$ ,  $X_2$  e  $X_3$ . Uma descrição detalhada do algoritmo pode ser encontrada em OGUEJIOFOR (1994).

Outros autores já utilizaram análises de regressão múltipla com sucesso para a simulação do comportamento de conectores de cisalhamento (DAVIES, 1969; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994, 1997; MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002). Observando-se os resultados experimentais para o Crestbond, bem como os modos de colapso ocorridos durante os ensaios, verifica-se que seu comportamento mecânico é muito similar ao do Perfobond (OGUEJIOFOR, 1994, 1997).

Tendo em conta o modo de ruptura observado nos ensaios com o Perfobond, OGUEJIOFOR (1994) propôs uma expressão para o cálculo da resistência do conector com seguinte forma:

$$q = B_1 A_{cc} \sqrt{f_c} + B_2 A_{tr} f_{yr} + B_3 A_{cd} \sqrt{f_c} \quad (4-2)$$

onde:

- $q$  é a resistência de um conector em Newtons;
- $A_{cc}$  é a área de cisalhamento do concreto por conector (a área longitudinal da laje menos a área do conector em  $\text{mm}^2$ );
- $f_c$  é a resistência à compressão do concreto tomada em corpo-de-prova cilíndrico (MPa);
- $A_{tr}$  é a área total de armadura transversal ( $\text{mm}^2$ ) no entorno de um conector, (incluindo tanto as barras que passam por dentro do conector como as que passam por fora dele);
- $f_{yr}$  é o limite de escoamento do aço da armadura (MPa);
- $A_{cd}$  é a área ao cisalhamento dos pinos de concreto ( $\text{mm}^2$ );
- $B_1$ ,  $B_2$  e  $B_3$  são os coeficientes de regressão determinados a partir dos resultados de ensaios.

O primeiro termo na Eq. (4-2) corresponde à resistência ao cisalhamento da laje, e o segundo, à influência da armadura. O terceiro termo na Eq. (4-2) contabiliza a contribuição dos pinos de concreto na resistência ao cisalhamento da conexão. O modo de falha observado sugere que os pinos de concreto rompem por cisalhamento em dois planos de corte. Assim, a área total dos pinos de concreto deve ser  $2n\pi D^2/4$ , onde  $D$  é o diâmetro e  $n$  é o número de furos do conector. Por praticidade, esse termo foi reescrito na forma  $B_2 n D^2 \sqrt{f_c}$ , expressando  $A_{cd}$  em função do número de furos e do quadrado do diâmetro de referência.

Por meio de uma análise de regressão múltipla, OGUEJIOFOR (1994) ajustou os coeficientes  $B_i$ , obtendo a expressão abaixo:

$$q = 0,590 A_{cc} \sqrt{f_c} + 1,233 A_{tr} f_{ys} + 2,871 n D^2 \sqrt{f_c} \quad (4-3)$$

Os Perfobond estudados por OGUEJIOFOR (1994), assim como os Crestbond deste trabalho, são descontínuos, ou seja, são pedaços de chapa de aço espaçadas sobre o perfil de aço. Com essa configuração há uma quarta parcela que contribui para a resistência última, que decorre da força frontal de compressão ( $F_f$ ) que o concreto exerce na face inferior do conector (ver FIG. 4.1). O mesmo não ocorre se o conector for contínuo. Inicialmente, OGUEJIOFOR ignorou esse fato.

Em 1997, OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997) propuseram um segundo modelo, no qual introduziram na equação de resistência do Perfobond um quarto termo que contabiliza a resistência frontal do conector (Eq. 4-4).

$$q = B_1 h_{sc} t_{sc} f_c + (B_2 A_{cd} + B_3 A_{cc}) \sqrt{f_c} + B_4 A_{tr} f_{yr} \quad (4-4)$$

onde:

$h_{sc}$  é a altura do conector (em mm);

$t_{sc}$  é a espessura do conector (em mm).

Na Eq. (4-4) o primeiro termo corresponde à resistência frontal do conector, o segundo está associado à resistência dos pinos de concreto, o terceiro, à resistência da laje, e o quarto, ao efeito da armadura.

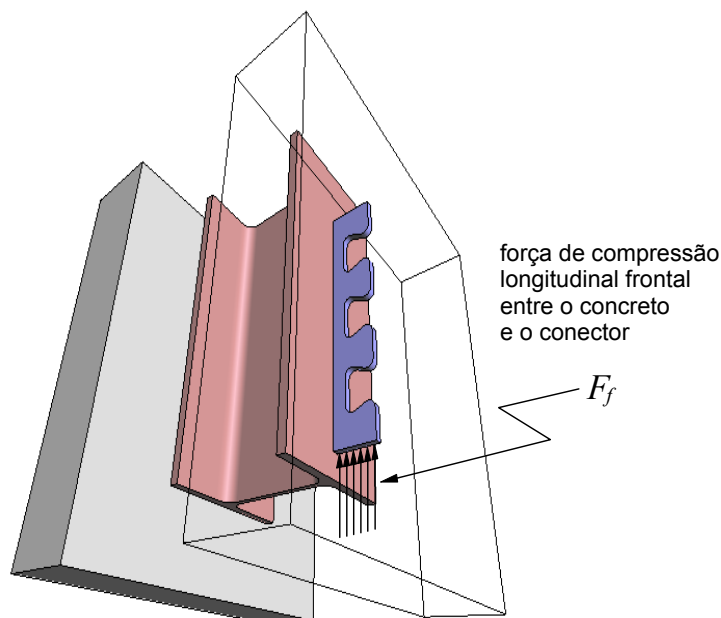


FIGURA 4.1 – Força de compressão na face frontal do conector.

Uma análise de regressão múltipla para o modelo da Eq. (4-4) resultou nos seguintes coeficientes:

$$q = 4,47 h_{sc} t_{sc} f_c + (3,30 n D^2 + 0,01 A_{cc}) \sqrt{f_c} + 0,90 A_{tr} f_{yr} \quad (4-5)$$

Como o coeficiente associado ao termo relativo ao cisalhamento da laje resultou em um valor próximo de zero ( $0,01 A_{cc}$ ), os autores sugeriram que esse termo poderia ser desprezado e, inclusive, ser retirado da equação. Todavia, uma análise cuidadosa dos dados de OGUEJIOFOR (1994) revela que o real motivo pelo qual o coeficiente de regressão para  $A_{cc}$  aproxima-se de zero é o fato de a área da laje ao cisalhamento, bem como o  $f_c$ , ter pouca variação nos casos considerados.

### 4.3 Equação de resistência para o conector Crestbond

Em todos os ensaios push-out realizados nesta investigação ocorreu uma fissura longitudinal ao longo da linha do conector, similar à observada por VELDANDA (1991) e OGUEJIOFOR (1994). Portanto, julgou-se apropriado investigar um modelo de regressão com base na mesma abordagem, para enunciar uma equação para a resistência do Crestbond, ou seja, um modelo de quatro termos como o da Eq. (4-5). Entretanto, após várias análises com os dados experimentais, constatou-se que algumas modificações podem ser introduzidas na expressão proposta por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997), conduzindo a um modelo que apresenta maior concordância com os resultados dos ensaios realizados. Uma dessas modificações consiste em considerar a taxa de armadura, ao invés da quantidade. Note-se que na Eq. (4-5), proposta por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997), a influência da armadura é levada em conta apenas em função da área das barras de aço transversais ( $A_{tr}$ ). Como nos modelos deles a área transversal da laje é constante, a Eq. (4-5) responde bem. Porém, a equação resultante de uma regressão múltipla com base nessa hipótese apresentou desvios grandes para os modelos da série D que tinham a mesma quantidade de armadura distribuída em lajes com diferentes espessuras.

Conforme comentado no Capítulo 3, nos modelos da série D a contribuição da pré-laje na capacidade da conexão foi praticamente nula. Além disso, vários dos modelos dessa série continham uma placa de Isopor no lugar da pré-laje, que também não contribuiu para a resistência. Em virtude disso, é razoável descontar a espessura da pré-laje (ou do Isopor) ao considerar a espessura efetiva da laje que contribuiu para a resistência última. Assim, nos modelos da série D houve lajes com 105, 120 e 150 mm de espessura. Essa variação teve conseqüências importantes tanto na área de concreto ao cisalhamento ( $A_{cc}$ ) quanto na consideração da taxa de armadura transversal ( $A_{tr}/A_{cc}$ ).

Uma expressão ajustada com base na abordagem da Eq. (4-4) (que considera apenas  $A_{tr}$ , ao invés de  $A_{tr}/A_{cc}$ ), quando aplicada aos modelos da série D produziu resultados piores do que outra que considera a taxa de armadura transversal.

Outro aspecto importante, que resultou na introdução de mais uma modificação na forma da equação de resistência para o Crestbond, está relacionado com a excentricidade do conector em relação ao plano médio da laje. Esse assunto é discutido em detalhe no Capítulo 5 (seção 5.8). Quando se comparam os resultados da série D (cargas máximas obtidas e modos de colapso) com os das séries A, B e C, percebe-se que a excentricidade das forças longitudinais tem influência sobre a resistência última (ver FIG. 5.19). Embora seja difícil tratar a excentricidade da força longitudinal resultante relacionada ao efeito de pino, uma vez que ela pode ser favorável ou desfavorável quando conjugada com a força frontal (ver FIG. 5.19), é viável considerar a excentricidade desta última e constata-se que incluir esse efeito no modelo analítico resulta num ajuste mais adequado.

Considerando as observações supracitadas, são introduzidas modificações na Eq. (4-4), chegando-se a um modelo na forma da Eq. (4-6)

$$q = B_1 \frac{h_{sc}}{t_c} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + B_2 n D^2 \sqrt{f_c} + B_3 A_{cc} \sqrt{f_c} + B_4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (4-6)$$

em que:

- $A_{cc}$  é a área de cisalhamento do concreto por conector (é a área longitudinal da laje menos a área do conector em  $\text{mm}^2$ ):  $A_{cc} = L_c(t_c - t_{PL}) - L_{sc}(h_{sc} - t_{PL})$
- $L_c$  é o comprimento de laje por conector em mm;
- $t_c$  é a espessura total da laje em mm;
- $t_{PL}$  é a espessura da pré-laje em mm;
- $L_{sc}$  é o comprimento do conector em mm.

Na Eq. (4-6) o primeiro termo corresponde à força de compressão na face frontal do conector. O multiplicador  $(h_{sc}/t_c)$  está associado ao efeito da excentricidade do conector e a espessura da pré-laje,  $t_{PL}$ , é subtraída da área frontal do conector. Não havendo pré-laje,  $t_{PL} = 0$  e prevalece a área frontal total do conector.

Foram feitas análises de regressão múltipla com os software Statistica 7.0, da Statsoft, e SAEG 9.1, da UFV. Os resultados dos dois aplicativos são concordantes. Foi utilizado o



algoritmo que considera a função ajustada passando pelo zero. Essa opção é consistente com o comportamento físico observado; se a resistência do concreto for nula, por exemplo, a resistência da conexão também será nula.

Para a análise de regressão foram admitidos os resultados obtidos em todas as séries de ensaios, totalizando 40 resultados. Apenas o modelo X2 foi descartado, por apresentar geometria distinta dos demais.

Efetuada-se uma análise de regressão múltipla com os dados da TAB. 4.1, obtém-se os seguintes resultados:

coeficiente de regressão	erro padrão	R <sup>2</sup> ajustado
$B_1 = 2,94$	0,581	0,995
$B_2 = 2,57$	0,245	
$B_3 = 0,22$	0,037	
$B_4 = 1,60$	0,187	

A Eq. (4-6) pode então ser escrita na forma:

$$q = 2,94 \frac{h_{sc}}{t_c} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + 2,57 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,22 A_{cc} \sqrt{f_c} + 8 \times 10^6 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (4-7)$$

O coeficiente  $8 \times 10^6$  que aparece no quarto termo da Eq. (4-7) é resultado da multiplicação do coeficiente de regressão  $B_4 = 1,60$  pela constante  $5 \times 10^6$ . Os valores da taxa de armadura ( $A_{tr}/A_{cc}$ ) considerados na análise foram multiplicados por  $5 \times 10^6$  para ficarem com a mesma ordem de grandeza das demais parcelas. Se os termos possuem valores com ordem de grandeza muito diferente, o algoritmo da regressão múltipla pode apresentar problemas de representação numérica.

Embora a Eq. (4-7) apresente boa concordância com os resultados experimentais, tendo sido, inclusive, publicada em VERÍSSIMO *et al.* (2007) e FAKURY *et al.* (2007), algumas simulações posteriores indicaram que o multiplicador ( $h_{sc}/t_c$ ), usado no primeiro termo para representar o efeito da excentricidade do conector, produz um

efeito exagerado. Por essa razão foram feitas algumas modificações na equação, que estão descritas e justificadas no próximo tópico.

### 4.3.1 Ajuste da equação de resistência

Utilizou-se a Eq. (4-7) para simular a resistência do Crestbond em lajes de 100 mm de espessura, mantendo-se as demais variáveis com valores próximos aos dos modelos ensaiados. Os resultados indicaram que a Eq. (4-7) superestima o efeito da excentricidade. Essa constatação conduziu a algumas modificações na equação de resistência. Verificou-se que resultados mais coerentes são obtidos quando se considera a raiz quadrada da relação entre a altura do conector e a espessura da laje. Além disso, quando há pré-laje a espessura desta deve ser deduzida tanto da altura do conector quanto da espessura total da laje. Assim, modificou-se o multiplicador da força frontal no conector, no primeiro termo da equação, chegando-se à Eq. (4-8):

$$q = B_1 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + B_2 n D^2 \sqrt{f_c} + B_3 A_{cc} \sqrt{f_c} + B_4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (4-8)$$

Quando não há pré-laje,  $t_{PL} = 0$  e a equação (4-8) pode ser escrita na forma:

$$q = B_1 \sqrt{\frac{h_{sc}}{t_c}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + B_2 n D^2 \sqrt{f_c} + B_3 A_{cc} \sqrt{f_c} + B_4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (4-9)$$

Ao mudar o modo como se considera a influência da excentricidade do conector, o termo referente à armadura apresentou resultados incompatíveis com as características dos modelos. Uma investigação mais profunda desse problema revelou que:

- a) no cálculo de  $A_{cc}$  (área de cisalhamento do concreto por conector) não se deve ignorar a área de concreto nas aberturas do conector; assim, a área da laje deve ser calculada conforme a expressão abaixo:

$$A_{cc} = L_c (t_c - t_{PL}) - L_{sc} (h_{sc} - t_{PL}) + \frac{n\pi D^2}{4} \quad (4-10)$$

onde  $n$  é o número de aberturas do conector, e  $D$ , o diâmetro dessas aberturas (essa consideração tem influência importante em relação ao efeito considerado da taxa de armadura transversal).

b) a taxa de armadura transversal máxima a considerar deve ser de 1%.

DAVIES (1969) conduziu um programa experimental cujo objetivo foi estudar a influência do espaçamento dos conectores e da taxa de armadura transversal no desempenho de vigas mistas. Em função dos resultados observados, ele propôs que para que uma viga mista desenvolva sua resistência teórica à flexão é necessário que haja uma taxa de armadura transversal de pelo menos 0,5%. Além disso, DAVIES constatou que acima de 1% o aumento da taxa de armadura transversal não resulta em ganho de resistência relevante. Esses aspectos eram ignorados à época da definição do programa experimental, de forma que vários modelos foram confeccionados com taxa de armadura transversal acima de 1%.

Nas séries B e C, os modelos B1, B2, C1 e C2 possuíam  $6\phi 10$  mm como armadura transversal, o que corresponde a uma taxa de armadura de 0,66%, obtida em relação a uma área de concreto calculada conforme a Eq. (4-10). Nos modelos B3, B4, C3 e C4, a armadura transversal era constituída por  $12\phi 10$  mm, e nos modelos B5, B6, C5 e C6, por  $12\phi 12$  mm, o que corresponde a uma taxa de armadura de 1,32 e 1,90%, respectivamente. Nesses dois últimos grupos de modelos a taxa de armadura transversal é superior a 1%. Na FIG. 4.2 a resistência<sup>17</sup> do conector para alguns desses modelos é plotada contra a taxa de armadura transversal. Como se pode observar, nos modelos das séries B e C o acréscimo na taxa de armadura acima de 1% não resulta em ganho de resistência, comprovando as observações de DAVIES (1969). Isso ocorre porque a armadura funciona como um tirante num modelo de treliça, conjugada com bielas de concreto comprimidas. Se a capacidade do tirante supera a da biela de concreto esta rompe por compressão. Ou seja, a partir de uma certa taxa de armadura quem governa o colapso é a ruptura da biela de concreto comprimida.

---

<sup>17</sup> As resistências plotadas na FIG. 4.2 foram normalizadas em relação à resistência à compressão do concreto.

Os modelos B1, B2, C1 e C2 não possuíam armadura passante. Todavia, os modelos B3, B4, B5, B6, C3, C4, C5 e C6 todos contavam com armadura passante. A única diferença entre eles, além da resistência do concreto, é que uns possuíam barras de 10 mm, e os outros, barras de 12 mm.

As linhas auxiliares traçadas no gráfico da FIG. 4.2 servem para facilitar a observação de como a resistência supostamente varia com a taxa de armadura transversal na faixa entre 0,5 e 1%.

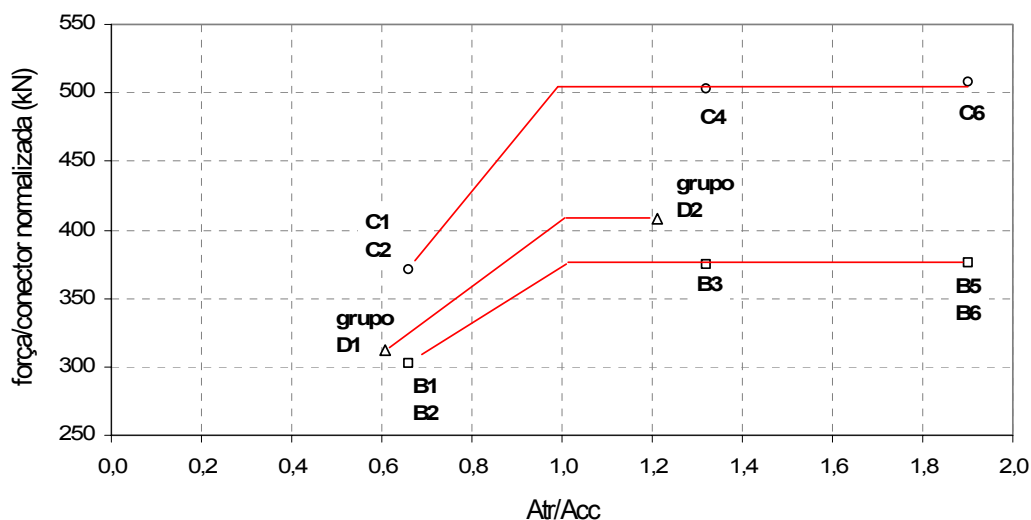


FIGURA 4.2 – Resistência do Crestbond em relação à taxa de armadura transversal.

A partir dessas comprovações, os dados de entrada para a análise de regressão foram preparados admitindo-se uma taxa de armadura transversal máxima de 1% para os modelos que possuíam taxa superior a esse valor. Dessa forma, introduziu-se na modelagem a hipótese comprovada de que taxas de armadura maiores que 1% não produzem acréscimo significativo de resistência do sistema.

Os dados utilizados na análise estatística estão apresentados na TAB. 4.1. Os valores da coluna correspondente à taxa de armadura ( $A_{tr}/A_{cc}$ ) foram multiplicados pela constante  $5 \times 10^6$  para contornar problemas de representação numérica, como comentado anteriormente.

Efetuada-se uma análise de regressão múltipla com os dados da TAB. 4.1, obtém-se os seguintes resultados:

coeficiente de regressão	erro padrão	R <sup>2</sup> ajustado
$B_1 = 1,96$	0,542	0,996
$B_2 = 2,72$	0,207	
$B_3 = 0,07$	0,051	
$B_4 = 3,57 \text{ kN}$	0,388	

A Eq. (4-8) pode então ser escrita na forma:

$$q = 1,96 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + (2,72 n D^2 + 0,07 A_{cc}) \sqrt{f_c} + 1,79 \times 10^7 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (4-11)$$

Na Eq. (4-11), os coeficientes  $B_1$ ,  $B_2$  e  $B_3$  são adimensionais. O coeficiente  $1,79 \times 10^7$  que multiplica o quarto termo da equação é resultado da multiplicação do coeficiente de regressão  $B_4 = 3,57 \text{ kN}$  pela constante  $5 \times 10^6$  utilizada para manter a taxa de armadura na mesma ordem de grandeza dos outros termos da equação. O coeficiente  $B_4$  possui a unidade de kN porque a relação entre  $A_{tr}$  e  $A_{cc}$  é um adimensional.

As variáveis que aparecem na na TAB. 4.1 têm o seguinte significado:

$q_{test}$  é a resistência medida experimentalmente

$F_f$  representa a força longitudinal de compressão exercida pelo concreto na face frontal do conector, já atenuada pela excentricidade deste, dada por:

$$\sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c$$

$A_{cd}$  representa a resistência ao cisalhamento dos pinos virtuais de concreto em dois planos de corte, dada por  $nD^2 \sqrt{f_c}$

$A_{cc}$  representa a resistência da laje à ruptura longitudinal, dada pela Eq. (4-10)

$\rho$  representa o efeito da taxa de armadura, dada por  $A_{tr}/A_{cc}$ , onde  $A_{tr}$  é a soma das áreas de todas as barras de armadura transversal na seção de concreto.

Na TAB. 4.2 são apresentados os resultados estimados com o modelo estatístico. O erro oscila numa faixa de  $\pm 12\%$  em torno dos valores experimentais. De modo geral a correlação é satisfatória, considerando as margens de erro usualmente admitidas em estruturas com concreto armado. É importante notar que a Eq. (4-11) é capaz de prever com precisão razoável os resultados para os modelos da série A, com conectores CRxx, das séries B e C, com CR56b, e da série D, com o CR56-PL. Isso corrobora a evidência experimental de que o comportamento do Crestbond original (CRxx) não difere significativamente do Crestbond reforçado (CR56b) em termos de capacidade de carga. Na FIG. 4.3 são apresentados os resultados da regressão múltipla comparados com os resultados experimentais.

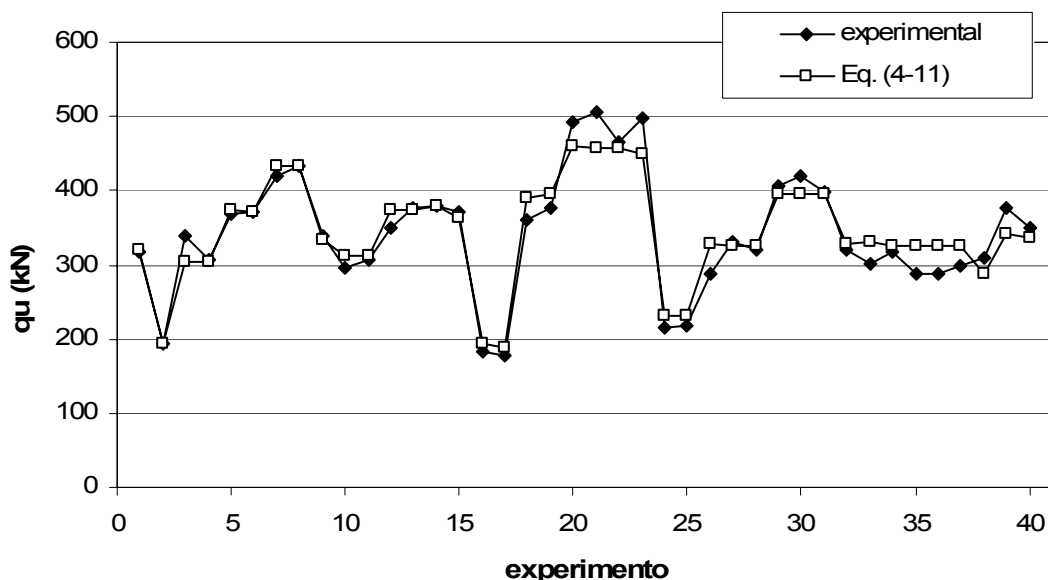


FIGURA 4.3 – Ajuste do modelo estatístico.

A Eq. (4-11) é válida somente em condições compatíveis com as faixas estudadas nesta investigação, quais sejam:

espessura do conector:  $12 \text{ mm} \leq t_{sc} \leq 12,5 \text{ mm}$

diâmetro das aberturas:  $40 \text{ mm} \leq D \leq 60 \text{ mm}$

resistência do concreto:  $25 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$

espessura da laje:  $100 \text{ mm} \leq t_c \leq 150 \text{ mm}$

espessura da pré-laje:  $30 \text{ mm} \leq t_{PL} \leq 45 \text{ mm}$

TABELA 4.1 - Dados considerados na análise de regressão para a Eq. (4-11).

modelo	tipo	$q_{test}$ kN	$F_f$ N	$A_{cd}$ N	$A_{cc}$ N	$\rho$ $\times 5 \times 10^6$
A1	CR40-R10	316,25	19372,95	27110,44	472342,45	50000,00
A2	CR50-SF	193,50	25038,37	0,00	413160,43	32760,41
A3	CR50-R10	338,35	25114,25	43149,45	447675,46	30280,42
A4	CR50-R10	306,65	24962,50	43018,89	446320,92	30280,42
A5	CR50-R12	369,70	24734,88	42822,31	444281,36	50000,00
A6	CR50-R12	372,25	24659,00	42756,58	443599,42	50000,00
A7	CR60-R10	421,00	30689,97	62041,28	406877,61	50000,00
A8	CR60-R15	433,00	30596,97	61947,20	406260,66	50000,00
X1	CR56b	339,85	12904,53	39914,76	302602,93	50000,00
B1	CR56b	296,20	19070,03	48521,94	367855,87	33035,00
B2	CR56b	306,45	19070,03	48521,94	367855,87	33035,00
B3	CR56b	348,75	19500,18	49066,12	371981,49	50000,00
B4	CR56b	375,85	19285,10	48794,79	369924,43	50000,00
B5	CR56b	378,15	20432,17	50224,98	380767,00	50000,00
B6	CR56b	371,75	17779,57	46851,46	355191,62	50000,00
B7	CR56b-SF	183,70	20288,79	0,00	340120,67	36852,87
B8	CR56b-SF	177,60	17779,57	0,00	318394,57	36852,87
C1	CR56b	361,30	33623,47	64429,35	488453,58	33035,00
C2	CR56b	377,50	34483,77	65248,40	494662,98	33035,00
C3	CR56b	493,65	35200,69	65923,17	499778,56	50000,00
C4	CR56b	506,65	34913,92	65654,09	497738,64	50000,00
C5	CR56b	464,95	34913,92	65654,09	497738,64	50000,00
C6	CR56b	496,85	32906,55	63738,77	483218,12	50000,00
C7	CR56b-SF	215,45	35415,76	0,00	449369,18	36852,87
C8	CR56b-SF	217,60	35630,84	0,00	450731,60	36852,87
D1a	CR56b-PL iso30	287,13	28858,08	52886,02	279705,60	30306,34
D1b	CR56b-PL iso30	330,87	28556,71	52609,15	278241,28	30306,34
D1c	CR56b-PL iso30	320,36	28556,71	52609,15	278241,28	30306,34
D2a	CR56b-PL iso30	407,40	28638,90	52684,80	278641,41	50000,00
D2b	CR56b-PL iso30	419,40	28638,90	52684,80	278641,41	50000,00
D2c	CR56b-PL iso30	398,08	28584,11	52634,38	278374,72	50000,00
D3a	CR56b-PL pl30	319,55	28858,08	52886,02	279705,60	30306,34
D3b	CR56b-PL pl30	301,61	29561,26	53526,48	283092,90	30306,34
D3c	CR56b-PL pl30	318,11	28374,06	52440,63	277350,05	30306,34
D4a	CR56b-PL iso45	287,35	23870,04	53691,58	263708,49	32634,42
D4b	CR56b-PL iso45	287,35	23598,87	53385,74	262206,33	32634,42
D4c	CR56b-PL iso45	299,36	23598,87	53385,74	262206,33	32634,42
D5a	CR56b	308,36	28432,06	44367,47	268131,74	26522,24
D5b	CR56b	375,88	41037,28	53302,78	322131,62	26522,24
D5c	CR56b	348,87	40014,55	52634,38	318092,19	26522,24



TABELA 4.2– Comparação dos valores calculados com a Eq. (4-11) com os resultados experimentais.

modelo	tipo	$q_{test}$ kN	$q_{calc}$ kN	$\frac{q_{test}}{q_{calc}}$	erro (em cada série)
A1	CR40-R10	316,25	321,31	0,98	
A2	CR50-SF	193,50	193,11	1,00	
A3	CR50-R10	338,35	304,11	1,11	
A4	CR50-R10	306,65	303,36	1,01	mínimo = -3,1%
A5	CR50-R12	369,70	372,74	0,99	máximo = +11,3%
A6	CR50-R12	372,25	372,37	1,00	
A7	CR60-R10	421,00	434,27	0,97	
A8	CR60-R15	433,00	433,79	1,00	
X1	CR56b	339,85	332,41	1,02	
B1	CR56b	296,20	311,53	0,95	
B2	CR56b	306,45	311,53	0,98	
B3	CR56b	348,75	374,77	0,93	mínimo = -6,9%
B4	CR56b	375,85	373,47	1,01	máximo = +2,2%
B5	CR56b	378,15	380,32	0,99	
B6	CR56b	371,75	364,27	1,02	
B7	CR56b-SF	183,70	193,67	0,95	
B8	CR56b-SF	177,60	187,34	0,95	
C1	CR56b	361,30	391,20	0,92	
C2	CR56b	377,50	395,52	0,95	
C3	CR56b	493,65	459,74	1,07	
C4	CR56b	506,65	458,31	1,11	mínimo = -7,6%
C5	CR56b	464,95	458,31	1,01	máximo = +10,9%
C6	CR56b	496,85	448,22	1,11	
C7	CR56b-SF	215,45	230,42	0,94	
C8	CR56b-SF	217,60	230,93	0,94	
D1a	CR56b-PL iso30	287,13	327,06	0,88	
D1b	CR56b-PL iso30	330,87	325,62	1,02	
D1c	CR56b-PL iso30	320,36	325,62	0,98	
D2a	CR56b-PL iso30	407,40	396,41	1,03	
D2b	CR56b-PL iso30	419,40	396,41	1,06	
D2c	CR56b-PL iso30	398,08	396,15	1,00	
D3a	CR56b-PL pl30	319,55	327,06	0,98	mínimo = -12,2%
D3b	CR56b-PL pl30	301,61	330,40	0,91	máximo = +10,1%
D3c	CR56b-PL pl30	318,11	324,74	0,98	
D4a	CR56b-PL iso45	287,35	326,76	0,88	
D4b	CR56b-PL iso45	287,35	325,30	0,88	
D4c	CR56b-PL iso45	299,36	325,30	0,92	
D5a	CR56b	308,36	288,75	1,07	
D5b	CR56b	375,88	341,28	1,10	
D5c	CR56b	348,87	337,19	1,03	

## 4.4 Modelagem com Redes Neurais

### 4.4.1 Considerações iniciais

Embora o tratamento estatístico apresentado no item precedente tenha conduzido a um modelo que fornece resultados com um erro de no máximo 11%, levanta-se a questão se seria possível ajustar um modelo com erro ainda menor, a partir de resultados gerados numericamente. Uma alternativa seria produzir um modelo numérico com elementos finitos. No entanto, sabe-se que a representação do comportamento não-linear do concreto armado utilizando elementos finitos envolve uma série de limitações, dada a dificuldade de representar adequadamente os elementos da armadura, o esmagamento e a fissuração do concreto. Soma-se a isso a heterogeneidade do material, responsável por uma série de fenômenos cuja previsão por métodos matemáticos fica prejudicada, em função das aleatoriedades envolvidas. Tendo em vista esses aspectos, e considerando os resultados positivos obtidos em pesquisas recentes sobre a capacidade de resolver problemas complexos com sistemas neurais (VIANA *et al.*, 2006), optou-se por investigar a possibilidade de simular o comportamento do conector Crestbond com o auxílio de uma Rede Neural Artificial (RNA), treinada a partir dos resultados experimentais obtidos.

As Redes Neurais Artificiais são essencialmente não-lineares e em muitos casos oferecem uma boa solução para o problema da modelagem de funções não-lineares com um grande número de variáveis.

No apêndice B é apresentada uma visão geral sobre Redes Neurais Artificiais, sua origem, sua evolução e seu estado atual, incluindo tipos de redes, técnicas para seleção e tratamento dos dados e algoritmos de treinamento.

#### 4.4.2 Treinando redes neurais para predição da resistência do Crestbond

Determinar a resistência última do conector Crestbond é um problema com cerca de uma dezena de variáveis interrelacionadas, envolvendo diversos tipos de não-linearidade. A variável de saída é única, no caso a resistência do conector, tratando-se portanto de um típico problema de predição.

Há duas formas de se trabalhar com redes neurais (HAYKIN, 2001). Uma delas é fixar a arquitetura da rede e variar o conjunto de dados de treinamento até que o erro seja reduzido a valores satisfatórios. Essa alternativa é viável quando se dispõe de um volume de dados grande. A outra é trabalhar com um conjunto de dados fixo e tentar ajustar a arquitetura da rede que conduz ao menor erro. Este último caso ocorre quando se tem um conjunto de dados limitado.

No caso deste trabalho, tem-se apenas 40 pontos experimentais, que constituem um conjunto de dados relativamente reduzido para treinar uma rede neural. Por essa razão, adotou-se a segunda opção, qual seja, ajustar a arquitetura da rede.

As simulações numéricas apresentadas nesta seção foram executadas com o JavaNNS (Java Neural Network Simulator<sup>18</sup>), um simulador para redes neurais desenvolvido no Instituto Wilhelm-Schickard, em Tübingen, na Alemanha (JAVANNS, 2002). O JavaNNS é uma evolução do Stuttgart Neural Network Simulator (SNNS), desenvolvido na Universidade de Stuttgart, originalmente projetado para rodar em ambiente UNIX (SNNS, 1995). Ambos os aplicativos são distribuídos livremente. Além de possuir uma interface melhor que a do SNNS, o JavaNNS (FIG. 4.4) apresenta como vantagem o fato de rodar em PCs que tenham o *Java Runtime Environment* instalado.

---

<sup>18</sup> JavaNNS is Copyright (c) 1996-2001 JavaNNS Group, Wilhelm-Schickard-Institute for Computer Science (WSI), University of Tübingen, Sand 1, 72076 Tübingen, Germany. It uses the kernel of SNNS (Stuttgart Neural Network Simulator), which is Copyright (c) 1990-95 SNNS Group, Institute for Parallel and Distributed High-Performance Systems (IPVR), University of Stuttgart, Breitwiesenstrasse 20-22, 70565 Stuttgart, Germany.

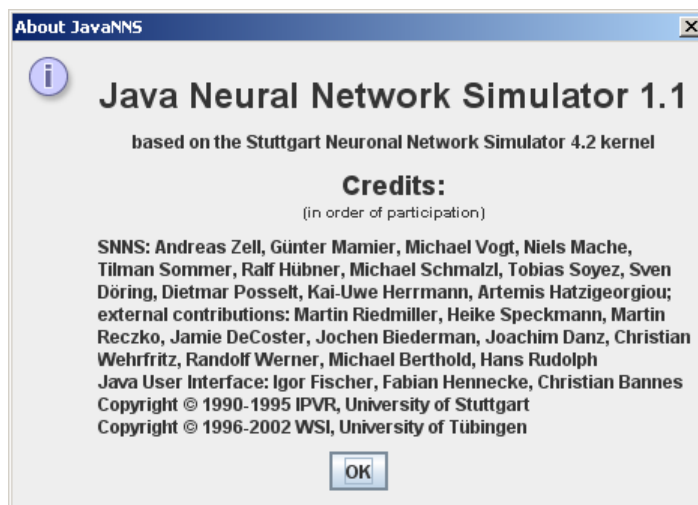


FIGURA 4.4 – Tela de apresentação do JavaNNS.

O ambiente de trabalho do JavaNNS fornece recursos para a modelagem de redes neurais de diversas topologias, bem como para a parametrização do processo de aprendizado. Na FIG. 4.5 são apresentadas imagens das janelas para definição das camadas de neurônios da rede e das conexões, e na FIG. 4.6 a janela para seleção e parametrização do algoritmo de treinamento.

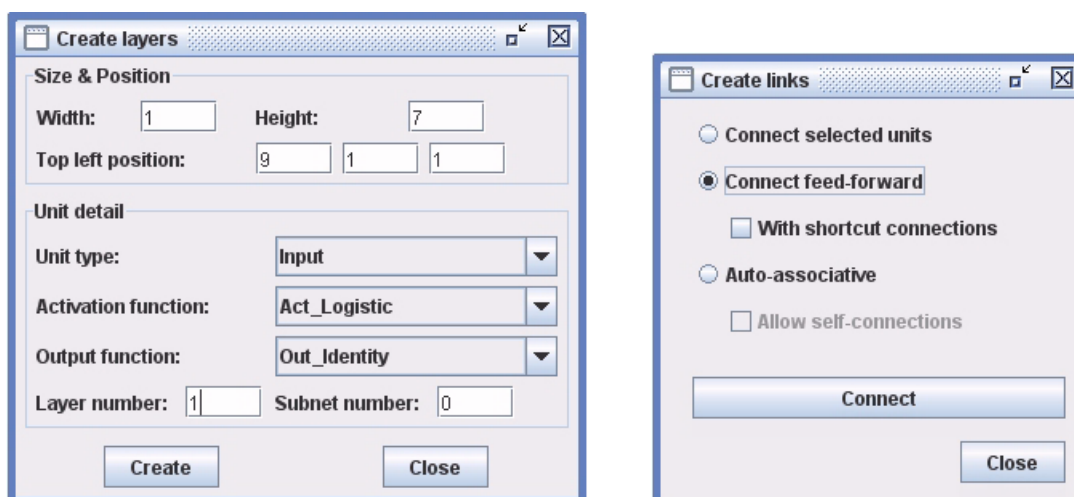


FIGURA 4.5 – Janelas para configuração da rede no JavaNNS.

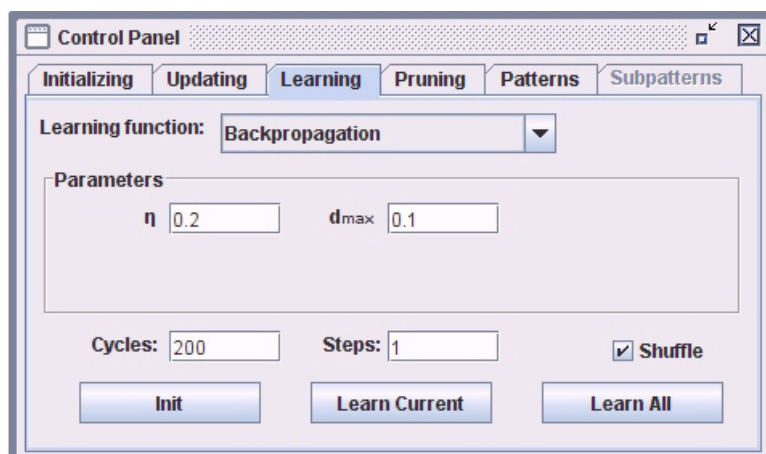


FIGURA 4.6 – Janela para configuração do algoritmo de aprendizado no JavaNNS.

Uma vez definida a arquitetura da rede, o software carrega dois arquivos de dados: um com o conjunto de treinamento e o outro com o conjunto de verificação. Pode-se então conduzir uma série de simulações, testando diferentes algoritmos e variando-se seus parâmetros, com vistas ao ajuste da melhor rede para o problema.

Durante o processo de experimentar diversas arquiteturas e opções de treinamento repetidamente, o conjunto de dados usado para verificação tem um papel chave na seleção do modelo, o que significa que ele é parte do processo de treinamento. Sua confiabilidade como um elemento independente para orientar o desempenho do modelo fica comprometida, pois com um conjunto suficiente de experimentos pode-se dar a sorte de acertar uma rede que parece representar muito bem o conjunto de verificação. Para acrescentar confiabilidade ao modelo final, foi reservado um terceiro conjunto de casos, chamado ‘conjunto de teste’. Esse conjunto de teste é utilizado uma única vez, fora do processo de treinamento, com o objetivo precípuo de atestar a confiabilidade do modelo. Dessa forma o modelo é verificado com respostas reais conhecidas para assegurar que os resultados para os conjuntos de treinamento e de verificação são realmente bons, e não um artifício do processo de treinamento.

Os conjuntos de dados de treinamento, verificação e teste foram formados a partir dos 40 resultados experimentais listados na TAB. 3.1.

TABELA 4.3 - Dados utilizados no treinamento das redes neurais.

caso	tipo	$q_{test}$	$f_c$	$L_{sc}$	$h_{sc}$	$t_{sc}$	$D$	$N_f$	$f_{y_{sc}}$	$A_{tr}$	$t_{PL}$
		(kN)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(MPa)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A1	CR40-R10	316,25	31,90	252	70	12,5	40	3	359	942,48	0
A2	CR50-SF	193,50	33,00	315	81,2	12,5	0	0	359	471,24	0
A3	CR50-R10	338,35	33,10	315	81,2	12,5	50	3	359	471,24	0
A4	CR50-R10	306,65	32,90	315	81,2	12,5	50	3	359	471,24	0
A5	CR50-R12	369,70	32,60	315	81,2	12,5	50	3	359	942,48	0
A6	CR50-R12	372,25	32,50	315	81,2	12,5	50	3	359	942,48	0
A7	CR60-R10	421,00	33,00	378	93	12,5	60	3	359	942,48	0
A8	CR60-R15	433,00	32,90	378	93	12,5	60	3	359	942,48	0
X1	CR56b	339,85	18,0	413,36	81,2	12,0	56	3	302	942,48	0
B1	CR56b	296,20	26,6	413,36	81,2	12,0	56	3	324	471,24	0
B2	CR56b	306,45	26,6	413,36	81,2	12,0	56	3	324	471,24	0
B3	CR56b	348,75	27,2	413,36	81,2	12,0	56	3	324	942,48	0
B4	CR56b	375,85	26,9	413,36	81,2	12,0	56	3	324	942,48	0
B5	CR56b	378,15	28,5	413,36	81,2	12,0	56	3	324	1357,17	0
B6	CR56b	371,75	24,8	413,36	81,2	12,0	56	3	324	1357,17	0
B7	CR56b-SF	183,70	28,3	413,36	81,2	12,0	0	0	324	471,24	0
B8	CR56b-SF	177,60	24,8	413,36	81,2	12,0	0	0	324	471,24	0
C1	CR56b	361,30	46,9	413,36	81,2	12,0	56	3	324	471,24	0
C2	CR56b	377,50	48,1	413,36	81,2	12,0	56	3	324	471,24	0
C3	CR56b	493,65	49,1	413,36	81,2	12,0	56	3	324	942,48	0
C4	CR56b	506,65	48,7	413,36	81,2	12,0	56	3	324	942,48	0
C5	CR56b	464,95	48,7	413,36	81,2	12,0	56	3	324	1357,17	0
C6	CR56b	496,85	45,9	413,36	81,2	12,0	56	3	324	1357,17	0
C7	CR56b-SF	215,45	49,4	413,36	81,2	12,0	0	0	324	471,24	0
C8	CR56b-SF	217,60	49,7	413,36	81,2	12,0	0	0	324	471,24	0
D1a	CR56b-PL iso30	287,13	31,6	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	30
D1b	CR56b-PL iso30	330,87	31,3	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	30
D1c	CR56b-PL iso30	320,36	31,3	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	30
D2a	CR56b-PL iso30	407,40	31,4	413,36	116,2	12,5	56	3	436	603,19	30
D2b	CR56b-PL iso30	419,40	31,4	413,36	116,2	12,5	56	3	436	603,19	30
D2c	CR56b-PL iso30	398,08	31,3	413,36	116,2	12,5	56	3	436	603,19	30
D3a	CR56b-PL pl30	319,55	31,6	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	30
D3b	CR56b-PL pl30	301,61	32,4	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	30
D3c	CR56b-PL pl30	318,11	31,1	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	30
D4a	CR56b-PL iso45	287,35	32,6	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	45
D4b	CR56b-PL iso45	287,35	32,2	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	45
D4c	CR56b-PL iso45	299,36	32,2	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	45
D5a	CR56b	308,36	22,2	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	0
D5b	CR56b	375,88	32,1	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	0
D5c	CR56b	348,87	31,3	413,36	116,2	12,5	56	3	436	301,59	0

● Treinamento ● Verificação ● Teste

Na FIG. 4.7a é mostrada a representação de uma rede MLP 7:5:1 (sete nodos na camada de entrada, cinco na camada oculta e um na camada de saída) logo após a inicialização randômica dos pesos. Na FIG. 4.7b é mostrada a mesma rede ao final do processo de aprendizado, já com os pesos ajustados. Na FIG. 4.8 pode-se ver o gráfico da evolução do erro ao longo dos vários ciclos de aprendizado. Neste gráfico são apresentadas duas curvas: uma corresponde ao erro no conjunto de dados de treinamento e a outra ao erro no conjunto de verificação.

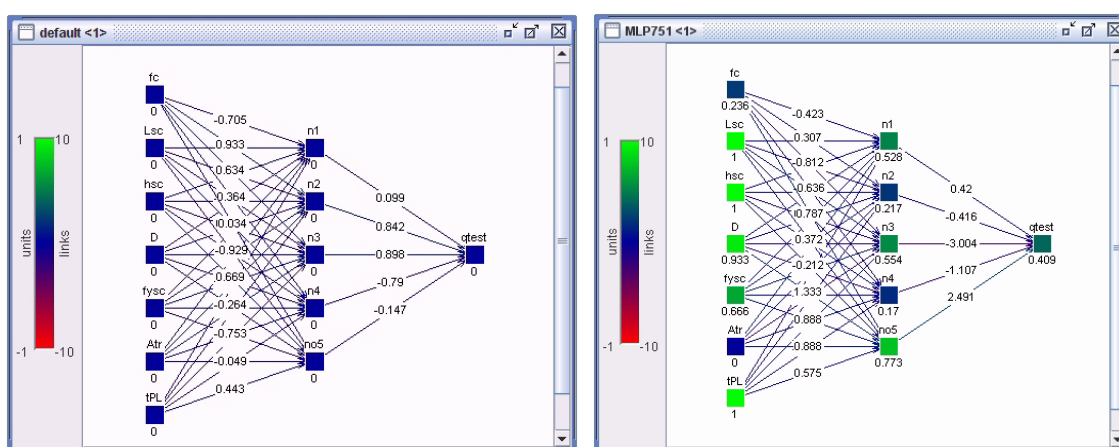


FIGURA 4.7 – Representação da arquitetura de uma rede MLP 7:5:1 no JavaNNS:  
(a) após a inicialização; (b) após o treinamento, com os pesos ajustados.

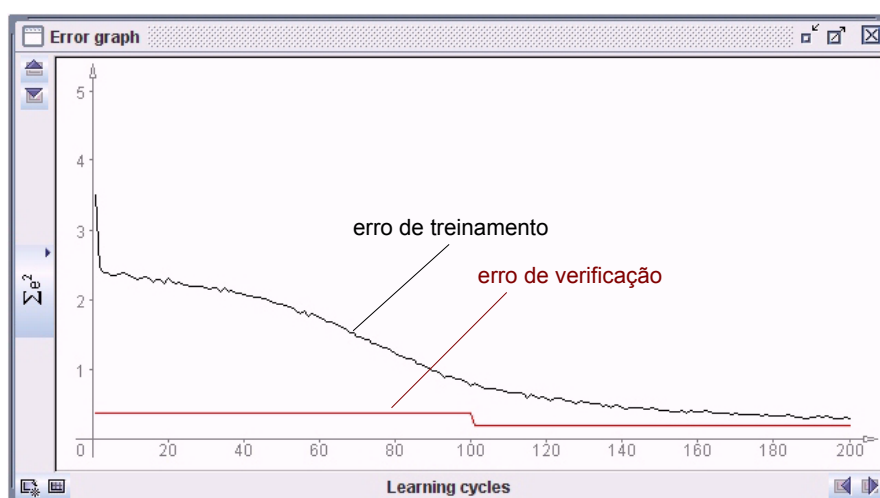


FIGURA 4.8 – Gráfico que mostra a evolução do erro durante o treinamento de uma rede neural no JavaNNS.



Inicialmente, avaliou-se a resposta de redes MLP, com uma camada oculta, treinadas a partir dos 40 casos válidos obtidos da análise experimental. As primeiras simulações foram feitas considerando nove variáveis de entrada ( $f_c$ ,  $L_{sc}$ ,  $h_{sc}$ ,  $t_{sc}$ ,  $D$ ,  $n_f$ ,  $f_{ysc}$ ,  $A_{tr}$  e  $t_{PL}$ ) e uma variável de saída ( $q_{test}$ ). Variou-se o número de neurônios na camada oculta, visando avaliar a resposta da rede para diferentes níveis de complexidade. Os melhores resultados alcançados são mostrados na TAB. 4.4. A melhor resposta foi obtida para uma rede com 4 neurônios na camada oculta, e o erro, na faixa de -12% a +11%, já é bem próximo do erro do modelo estatístico (ver TAB. 4.2 e FIG. 4.3).

Num segundo momento empreendeu-se outra bateria de simulações considerando-se apenas sete variáveis de entrada. Por possuírem pouca variação, a espessura do conector ( $t_{sc}$ ) e o número de pinos ( $n_f$ ) foram suprimidos nessa segunda etapa. Ao reduzir o número de variáveis, a dimensionalidade do problema diminui e melhoram as condições de ajuste para a rede com um conjunto de dados reduzido. Os melhores resultados obtidos são mostrados na TAB. 4.5. A resposta para redes com 4, 5, 6 e 9 neurônios na camada oculta é muito similar, e o erro já é inferior ao do modelo estatístico.

TABELA 4.4 – Resultados para redes MLP com 4, 5 e 6 nodos na camada oculta, para o conjunto de 40 resultados experimentais com 10 variáveis.

Teste	erro percentual por série				amplitude do erro
	A	B	C	D	
<b>Teste 4.1_5 (MLP 9:4:1)</b>					
acima da média	3%	11%	9%	9%	11%
abaixo da média	-6%	-4%	-5%	-12%	-12%
<b>Teste 4.1_10 (MLP 9:5:1)</b>					
acima da média	3%	8%	13%	10%	13%
abaixo da média	-7%	-4%	-8%	-11%	-11%
<b>Teste 4.1_11 (MLP 9:6:1)</b>					
acima da média	4%	8%	11%	14%	14%
abaixo da média	-10%	-2%	-8%	-14%	-14%

TABELA 4.5 – Resultados para redes MLP com 4, 5, 6 e 9 nodos na camada oculta, para o conjunto de 40 resultados experimentais com 8 variáveis.

teste	erro percentual por série				amplitude do erro
	A	B	C	D	
<b>Teste 4.1_38 (MLP 7:4:1)</b>					
acima da média	8%	7%	6%	8%	8%
abaixo da média	-3%	-4%	-7%	-10%	-10%
<b>Teste 4.1_40 (MLP 7:5:1)</b>					
acima da média	7%	6%	8%	5%	8%
abaixo da média	-4%	-3%	-6%	-9%	-9%
<b>Teste 4.1_52 (MLP 7:6:1)</b>					
acima da média	6%	5%	7%	7%	7%
abaixo da média	-4%	-3%	-6%	-10%	-10%
<b>Teste 4.1_25 (MLP 7:9:1)</b>					
acima da média	8%	3%	7%	8%	8%
abaixo da média	-2%	-5%	-6%	-9%	-9%

Na FIG. 4.9 é mostrada a variação do RMSE<sup>19</sup> em função do número de neurônios na camada oculta. A variação é pequena, indicando que uma rede MLP 7:4:1 é suficiente para mapear a relação entre os dados de entrada e a resistência do conector.

A precisão com que a rede neural mapeia as relações entre os dados depende do número de casos de que se dispõe para o treinamento da rede. Por essa razão, não se sabe, à priori, se o erro obtido nas simulações com os 40 resultados experimentais não poderia ser ainda menor. Como os experimentos foram realizados aos pares de modelos idênticos, foi possível ampliar o conjunto de dados inserindo-se casos fictícios, obtidos a partir do cálculo das médias dos resultados para os pares de casos reais. Os dados para esses novos casos estão mostrados na TAB. 4.5. Usando esse artifício foi possível ampliar o *dataset* original de 40 para 64 casos. Uma terceira etapa de simulações

<sup>19</sup> RMSE é a sigla de Root Mean Square Error e corresponde à raiz quadrada da média dos quadrados dos erros.

demonstrou que a qualidade da solução melhorou com esse número maior de casos (comparar FIG. 4.9 e FIG. 4.10). Na TAB. 4.6 estão mostrados os erros por série para algumas redes treinadas com o *dataset* de 64 casos.

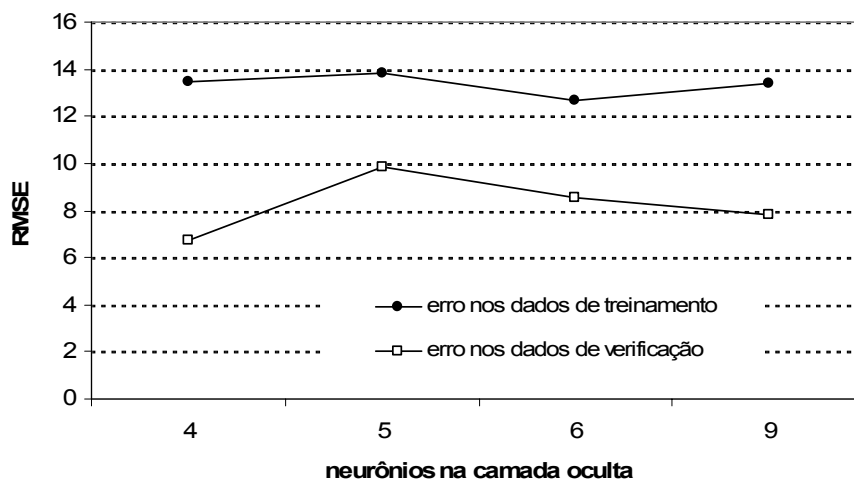


FIGURA 4.9 – Variação do RMSE em função do número número de neurônios na camada oculta de uma rede MLP com 7 variáveis de entrada e 40 casos.

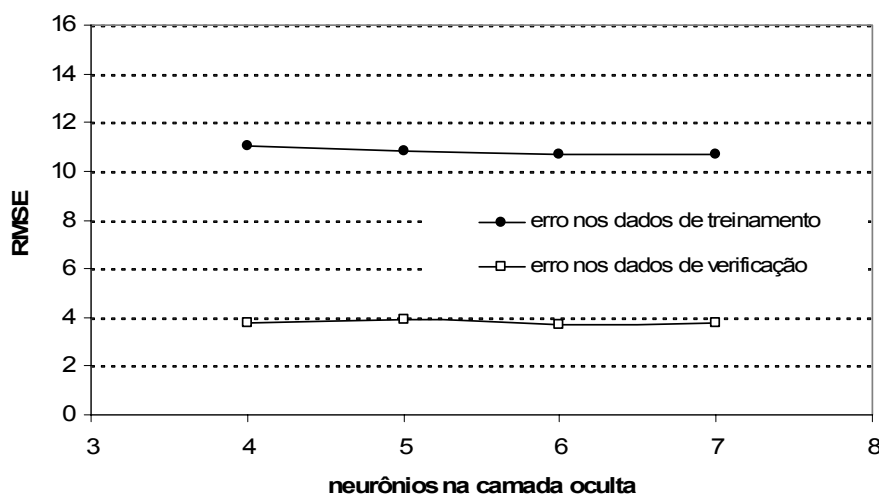


FIGURA 4.10 – Variação do RMSE em função do número de neurônios na camada oculta de uma rede MLP com 7 variáveis de entrada e 64 casos.

TABELA 4.6 – Casos fictícios gerados a partir das médias dos casos reais, para ampliação do dataset de treinamento das redes neurais.

caso	tipo	$q_{test}$	$f_c$	$L_{sc}$	$h_{sc}$	$D$	$f_{ysc}$	$A_{tr}$	$t_{PL}$
		(kN)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)
		1	2	3	4	5	6	7	8
A35*	CR50-R10	322,5	33,00	315	81,2	50	359	471,24	0
A46*	CR50-R10	371,0	32,55	315	81,2	50	359	942,48	0
A14*	CR45-R10	344,3	32,20	283,5	75,6	45	359	942,48	0
A16*	CR45-R10	343,0	32,25	283,5	75,6	45	359	942,48	0
A47*	CR55-R10	396,6	32,75	346,5	86,9	55	359	942,48	0
A78*	CR60-R12	427,0	33,00	378	93	60	359	942,48	0
B12*	CR56b	301,3	26,6	413,36	81,2	56	324	471,24	0
B34*	CR56b	362,3	27,1	413,36	81,2	56	324	942,48	0
B56*	CR56b	374,95	26,7	413,36	81,2	56	324	1357,17	0
B78*	CR56b-SF	180,7	26,6	413,36	81,2	0	324	471,24	0
C12*	CR56b	369,4	47,5	413,36	81,2	56	324	471,24	0
C34*	CR56b	500,2	48,9	413,36	81,2	56	324	942,48	0
C56*	CR56b	480,9	47,3	413,36	81,2	56	324	1357,17	0
C78*	CR56b-SF	216,5	49,6	413,36	81,2	0	324	471,24	0
D1ab*	CR56b-PL iso30	309,0	31,4	413,36	116,2	56	436	301,59	30
D1bc*	CR56b-PL iso30	325,6	31,3	413,36	116,2	56	436	301,59	30
D2ab*	CR56b-PL iso30	413,4	31,4	413,36	116,2	56	436	603,19	30
D2bc*	CR56b-PL iso30	408,7	31,3	413,36	116,2	56	436	603,19	30
D3ab*	CR56b-PL pl30	310,6	32,0	413,36	116,2	56	436	301,59	30
D3bc*	CR56b-PL pl30	309,9	31,7	413,36	116,2	56	436	301,59	30
D4ab*	CR56b-PL iso45	287,4	32,4	413,36	116,2	56	436	301,59	45
D4bc*	CR56b-PL iso45	293,4	32,2	413,36	116,2	56	436	301,59	45
D5ab*	CR56b	342,1	27,2	413,36	116,2	56	436	301,59	0
D5bc*	CR56b	362,4	31,7	413,36	116,2	56	436	301,59	0

● Treinamento ● Verificação ● Teste

TABELA 4.7 -Resultados para redes MLP com 4, 5, 6 e 7 nodos na camada oculta, para o dataset de 64 casos com 8 variáveis.

teste	erro percentual por série				amplitude do erro
	A	B	C	D	
<b>Teste 4.2-16 (MLP 7:4:1)</b>					
acima da média	6%	3%	5%	6%	6%
abaixo da média	-4%	-5%	-6%	-8%	-8%
<b>Teste 4.2-31 (MLP 7:5:1)</b>					
acima da média	5%	3%	5%	5%	5%
abaixo da média	-4%	-5%	-5%	-9%	-9%
<b>Teste 4.2-38 (MLP 7:6:1)</b>					
acima da média	4%	3%	6%	6%	6%
abaixo da média	-5%	-5%	-5%	-9%	-9%
<b>Teste 4.2-45 (MLP 7:7:1)</b>					
acima da média	5%	3%	5%	5%	5%
abaixo da média	-4%	-5%	-5%	-9%	-9%

Analisando as FIGs. 4.9 e 4.10, observa-se que há uma queda sensível do RMSE quando se utiliza um maior número de casos, tanto no conjunto de treinamento quanto no de verificação. Fica evidente também que uma rede MLP com apenas 4 ou 5 neurônios na camada oculta é suficiente para mapear, com precisão razoável, a relação entre os dados de entrada e a resistência última do conector.

Na FIG. 4.11 é apresentado um gráfico comparativo onde se pode visualizar a concordância entre os resultados experimentais e as predições de uma rede MLP 7:5:1 (7 neurônios na camada de entrada, 5 na camada oculta e 1 na camada de saída – ver FIG. 4.7). Na TAB. 4.8 são apresentadas as resistências calculadas pela rede e sua relação com os dados experimentais.

Nas simulações realizadas com redes MLP constatou-se que o treinamento da rede pode ser feito de maneira mais eficiente se forem utilizados dois algoritmos de aprendizado distintos em sequência. Primeiramente, com algumas dezenas de iterações com o *back-propagation* geralmente se localiza a posição aproximada de um mínimo na superfície

de erro. Em seguida utiliza-se o algoritmo do Gradiente Descendente Conjugado, processando-se diversas iterações até que ocorra convergência ou *over-learning*. Com esse procedimento é possível minimizar o erro da rede num tempo inferior ao consumido pelo algoritmo *back-propagation* clássico.

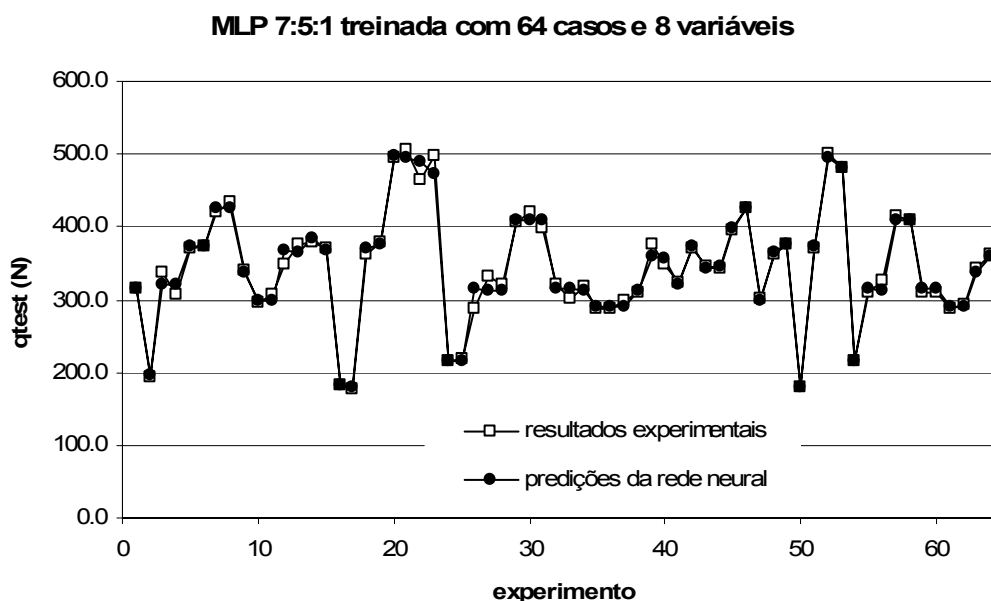


FIGURA 4.11 – Ajuste dos resultados obtidos com a rede neural.

Além das redes MLP também foram feitas tentativas de treinamento com redes bayesianas do tipo GRNN (General Regression Neural Networks). As GRNN não conseguem boa aproximação com o *dataset* de apenas 40 casos, produzindo erros na faixa de 30 a 40%. Entretanto, ao ampliar o *dataset* para 64 casos as GRNN passam a dar soluções muito próximas das MLP e com um tempo de convergência muito reduzido. Em todos os casos avaliados, porém, as redes MLP sempre deram solução mais acurada do que as GRNN.

Procedeu-se uma segunda ampliação do conjunto de dados, replicando-se o *dataset* de 64 casos e obtendo um conjunto com 128 casos. Esses 128 casos foram submetidos à rede aleatoriamente, variando-se o tamanho dos *datasets* de treinamento e de verificação. Os resultados não foram melhores do que os obtidos anteriormente para o conjunto de 64 casos.

TABELA 4.8 – Resultados obtidos com uma rede neural MLP 7:5:1, treinada com um dataset de 64 casos e com 7 variáveis de entrada.

modelo	tipo	$q_{test}$ (kN)	$q_{calc}$ (kN)	$\frac{q_{test}}{q_{calc}}$	erro (em cada série)
A1	CR40-R10	316,25	315,17	1,00	
A2	CR50-SF	193,50	197,41	0,98	
A3	CR50-R10	338,35	321,41	1,05	
A4	CR50-R10	306,65	320,39	0,96	mínimo = -4%
A5	CR50-R12	369,70	373,16	0,99	máximo = +5%
A6	CR50-R12	372,25	372,41	1,00	
A7	CR60-R10	421,00	426,48	0,99	
A8	CR60-R15	433,00	425,74	1,02	
X1	CR56b	339,85	338,16	1,01	
B1	CR56b	296,20	299,56	0,99	
B2	CR56b	306,45	299,56	1,02	
B3	CR56b	348,75	366,66	0,95	mínimo = -5%
B4	CR56b	375,85	364,96	1,03	máximo = +3%
B5	CR56b	378,15	383,01	0,99	
B6	CR56b	371,75	366,86	1,01	
B7	CR56b-SF	183,70	183,04	1,00	
B8	CR56b-SF	177,60	178,80	0,99	
C1	CR56b	361,30	371,82	0,97	
C2	CR56b	377,50	374,69	1,01	
C3	CR56b	493,65	496,58	0,99	
C4	CR56b	506,65	494,32	1,02	mínimo = -5%
C5	CR56b	464,95	489,81	0,95	máximo = +5%
C6	CR56b	496,85	473,22	1,05	
C7	CR56b-SF	215,45	214,80	1,00	
C8	CR56b-SF	217,60	215,31	1,01	
D1a	CR56b-PL iso30	287,13	314,44	0,91	
D1b	CR56b-PL iso30	330,87	313,76	1,05	
D1c	CR56b-PL iso30	320,36	313,76	1,02	
D2a	CR56b-PL iso30	407,40	409,44	1,00	
D2b	CR56b-PL iso30	419,40	409,44	1,02	
D2c	CR56b-PL iso30	398,08	408,83	0,97	
D3a	CR56b-PL pl30	319,55	314,44	1,02	mínimo = -9%
D3b	CR56b-PL pl30	301,61	316,17	0,95	máximo = +5%
D3c	CR56b-PL pl30	318,11	313,31	1,02	
D4a	CR56b-PL iso45	287,35	289,96	0,99	
D4b	CR56b-PL iso45	287,35	289,56	0,99	
D4c	CR56b-PL iso45	299,36	289,56	1,03	
D5a	CR56b	308,36	312,54	0,99	
D5b	CR56b	375,88	360,55	1,04	
D5c	CR56b	348,87	357,22	0,98	



### 4.4.3 Observações

É interessante chamar a atenção para a capacidade que as RNAs possuem de aprender as relações entre os dados. Note-se que ao formular o modelo estatístico o conhecimento do pesquisador foi introduzido no modelo. Por exemplo, descobriu-se previamente que a excentricidade do conector tinha influência na resistência última da conexão e que o efeito da armadura transversal está mais relacionado com a taxa do que com a quantidade de armadura apenas. Essas relações são inseridas no modelo introduzindo-se relações matemáticas entre as variáveis nos termos da equação. Por outro lado, uma RNA recebe os dados experimentais na sua forma bruta. Nenhuma informação sobre relações implícitas entre os dados é introduzida na rede. Apesar disso, os resultados demonstram que a rede é capaz de “perceber” e aprender influências e correlações como as citadas acima, na medida em que suas previsões se aproximam mais das medições experimentais do que aquelas feitas com o modelo estatístico.

As simulações realizadas levam às seguintes constatações:

- um conjunto de apenas 40 casos experimentais é pequeno para mapear a função implícita no problema da resistência do conector Crestbond, como uma função de 7 ou 9 variáveis;
- não são necessários mais de quatro neurônios na camada oculta de uma rede MLP para chegar a uma boa aproximação da função que relaciona a resistência do conector com os dados de entrada;
- como o conjunto de dados disponível é pequeno, ao reduzir o número de variáveis do problema chega-se a um ajuste melhor da rede (devido à redução da dimensionalidade do problema);
- ao ampliar-se o *dataset* de 40 para 64 casos, utilizando as médias de casos similares, a aproximação da solução melhorou sensivelmente, obtendo-se modelos com precisão superior à do modelo estatístico apresentado na seção 4.2;
- ficou comprovado que é possível utilizar redes neurais artificiais para mapear as relações entre a resistência do conector Crestbond e as variáveis que a influenciam.

#### 4.4.4 Revisão do modelo estatístico com base na resposta da RNA

Analisando os modos de colapso dos modelos durante e após os ensaios, percebem-se nitidamente algumas influências no comportamento da conexão, tais como o efeito de pino, o cisalhamento da laje e a ação da armadura. Todavia, podem haver outras influências que não são percebidas. Uma RNA pode aprender relações entre os dados que podem não ser evidentes para um analista. No caso dos experimentos realizados neste trabalho, por exemplo, foram utilizados 4 aços distintos, com resistências ao escoamento bem variadas. Supõe-se que essa variação na resistência do aço pode ter consequências na resistência final do conector. Contudo, não foi prevista nenhuma forma de monitorar esse fenômeno. Se houver de fato alguma influência importante da resistência do aço na capacidade da conexão, uma RNA pode aprender a relação que determina essa influência.

O fato de os resultados obtidos com as RNAs se aproximarem mais dos resultados experimentais do que aqueles obtidos com a equação resultante da regressão múltipla é uma evidência de que a RNA é capaz de mapear o fenômeno com mais profundidade do que a modelagem estatística. Se isso é verdade, então pode-se utilizar uma RNA, treinada com os resultados experimentais, para prever as resistências dos modelos ensaiados, utilizando-se as próprias características dos modelos como dados de entrada. Presume-se que os valores de resistência obtidos dessa forma poderão apresentar menor dispersão em relação ao valor ideal do que aqueles obtidos experimentalmente, ou seja, a RNA deve reduzir a dispersão dos resultados por ter aprendido o fenômeno a partir de um conjunto de casos. Com base nessa hipótese, empreendeu-se outra análise de regressão múltipla considerando os dados experimentais originais como variáveis independentes, porém considerando as respectivas resistências dos modelos estimadas com uma RNA<sup>20</sup> (TAB. 4.9). O resultado é uma equação com melhor precisão do que a Eq. (4-11), como pode ser visto a seguir.

---

<sup>20</sup> A variável  $q_{RNA}$  na TAB. 4.9 é a resistência do conector estimada com uma rede neural, usando como dados de entrada as características dos modelos reais ensaiados.

TABELA 4.9 - Dados utilizados na regressão múltipla com resistências estimadas com uma RNA treinada com os resultados experimentais.

modelo	tipo	$q_{RNA}$ kN	$F_f$ N	$A_{cd}$ N	$A_{cc}$ N	$A_{tr}/A_{cc}$ $\times 5 \times 10^6$
A1	CR40-R10	319,00	19372,95	27110,44	472342,45	50000,00
A2	CR50-SF	192,37	25038,37	0,00	413160,43	32760,41
A3	CR50-R10	324,83	25114,25	43149,45	447675,46	30280,42
A4	CR50-R10	323,76	24962,50	43018,89	446320,92	30280,42
A5	CR50-R12	368,45	24734,88	42822,31	444281,36	50000,00
A6	CR50-R12	367,94	24659,00	42756,58	443599,42	50000,00
A7	CR60-R10	425,70	30689,97	62041,28	406877,61	50000,00
A8	CR60-R15	425,10	30596,97	61947,20	406260,66	50000,00
X1	CR56b	338,75	12904,53	39914,76	302602,93	50000,00
B1	CR56b	299,48	19070,03	48521,94	367855,87	33035,00
B2	CR56b	299,48	19070,03	48521,94	367855,87	33035,00
B3	CR56b	366,84	19500,18	49066,12	371981,49	50000,00
B4	CR56b	365,14	19285,10	48794,79	369924,43	50000,00
B5	CR56b	383,81	20432,17	50224,98	380767,00	50000,00
B6	CR56b	370,23	17779,57	46851,46	355191,62	50000,00
B7	CR56b-SF	182,77	20288,79	0,00	340120,67	36852,87
B8	CR56b-SF	176,35	17779,57	0,00	318394,57	36852,87
C1	CR56b	369,72	33623,47	64429,35	488453,58	33035,00
C2	CR56b	373,14	34483,77	65248,40	494662,98	33035,00
C3	CR56b	499,42	35200,69	65923,17	499778,56	50000,00
C4	CR56b	497,06	34913,92	65654,09	497738,64	50000,00
C5	CR56b	487,74	34913,92	65654,09	497738,64	50000,00
C6	CR56b	470,77	32906,55	63738,77	483218,12	50000,00
C7	CR56b-SF	217,03	35415,76	0,00	449369,18	36852,87
C8	CR56b-SF	217,47	35630,84	0,00	450731,60	36852,87
D1a	CR56b-PL iso30	313,90	28858,08	52886,02	279705,60	30306,34
D1b	CR56b-PL iso30	313,09	28556,71	52609,15	278241,28	30306,34
D1c	CR56b-PL iso30	313,09	28556,71	52609,15	278241,28	30306,34
D2a	CR56b-PL iso30	410,04	28638,90	52684,80	278641,41	50000,00
D2b	CR56b-PL iso30	410,04	28638,90	52684,80	278641,41	50000,00
D2c	CR56b-PL iso30	409,57	28584,11	52634,38	278374,72	50000,00
D3a	CR56b-PL pl30	313,90	28858,08	52886,02	279705,60	30306,34
D3b	CR56b-PL pl30	316,03	29561,26	53526,48	283092,90	30306,34
D3c	CR56b-PL pl30	312,55	28374,06	52440,63	277350,05	30306,34
D4a	CR56b-PL iso45	289,63	23870,04	53691,58	263708,49	32634,42
D4b	CR56b-PL iso45	288,91	23598,87	53385,74	262206,33	32634,42
D4c	CR56b-PL iso45	288,91	23598,87	53385,74	262206,33	32634,42
D5a	CR56b	312,59	28432,06	44367,47	268131,74	26522,24
D5b	CR56b	361,27	41037,28	53302,78	322131,62	26522,24
D5c	CR56b	357,57	40014,55	52634,38	318092,19	26522,24

Fazendo uma análise de regressão múltipla com os dados da TAB. 4.9, obtém-se os seguintes resultados:

coeficiente de regressão	erro padrão	R <sup>2</sup> ajustado
$B_1 = 1,94$	0,477	0,997
$B_2 = 2,72$	0,182	
$B_3 = 0,07$	0,044	
$B_4 = 3,58$	0,342	

O coeficiente relativo à força frontal sofre uma pequena redução em relação ao obtido com a análise de regressão dos resultados experimentais. A equação de resistência fica, portanto:

$$q = 1,94 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + 2,72 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,07 A_{cc} \sqrt{f_c} + 1,79 \times 10^7 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (4-12)$$

Observando as TABELAS 4.10 e 4.11, pode-se notar que há uma redução do erro quando se usa a Eq. (4-12), ajustada a partir da resposta da rede neural, em relação aos resultados obtidos com a Eq. (4-11), ajustada em função dos dados experimentais.

TABELA 4.10 – Erro por série para os resultados obtidos com a Eq. (4-11).

	B1	B2	B3	B4	R <sup>2</sup> ajustado
<b>coef. regr.</b>	<b>1,96</b>	<b>2,72</b>	<b>0,07</b>	<b>1,79E+07</b>	<b>0,996</b>
erro padrão	0,542	0,207	0,051	0,388	
erro por série	A 11,3% -3,1%	B 2,2% -6,9%	C 10,9% -7,6%	D 10,1% -12,2%	amplitude 11,3% -12,2%

TABELA 4.11 – Erro por série para os resultados obtidos com a Eq. (4-12).

	B1	B2	B3	B4	R <sup>2</sup> ajustado
<b>coef. regr.</b>	<b>1,94</b>	<b>2,72</b>	<b>0,07</b>	<b>1,79E+07</b>	<b>0,997</b>
erro padrão	0,477	0,182	0,044	0,342	
erro por série	A 6,8% -2,0%	B 1,8% -5,9%	C 8,6% -5,8%	D 8,3% -11,4%	amplitude 8,6% -11,4%

# 5

## DISCUSSÃO

### 5.1 Generalidades

Neste capítulo apresenta-se uma discussão dos resultados experimentais e da análise estatística.

### 5.2 Qualidade dos resultados experimentais

No conjunto de 41 ensaios *push-out* realizados, os resultados experimentais apresentaram boa coerência e consistência, como pode ser observado nas FIGs. 5.1 a 5.3. A relação força-deslizamento dos modelos similares manifestou comportamento semelhante.

Na FIG. 5.1, as cargas máximas atingidas nos ensaios com conectores tipo SF (sem dentes) foram plotadas em função da resistência do concreto. A correlação é de quase

100%, mesmo considerando que os resultados se referem a séries, épocas e concretos distintos.

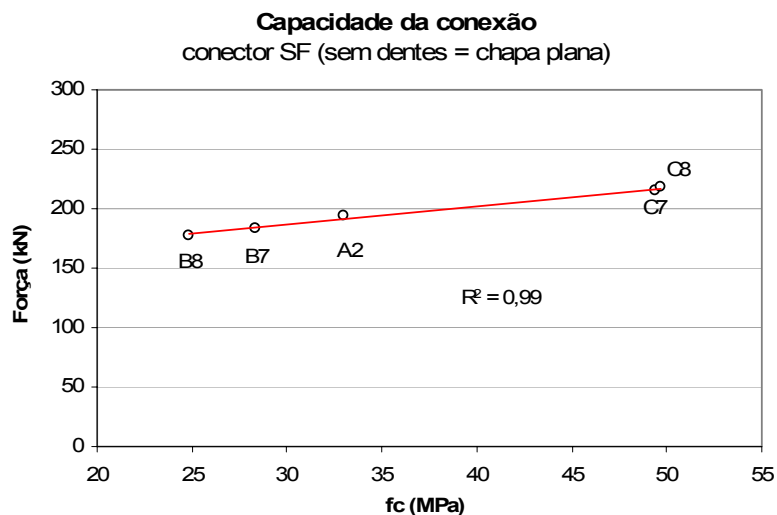


FIGURA 5.1 – Resistência de conectores em chapa plana, sem dentes, em função da resistência à compressão do concreto.

No gráfico da FIG. 5.2 foram plotados os resultados de todos os modelos das quatro séries que possuíam conectores CR50 e CR56b sem armadura passando entre os dentes. Os modelos da série D apresentaram um comportamento ligeiramente diferenciado, em função da maior altura do conector. Essa particularidade é discutida mais adiante neste capítulo.

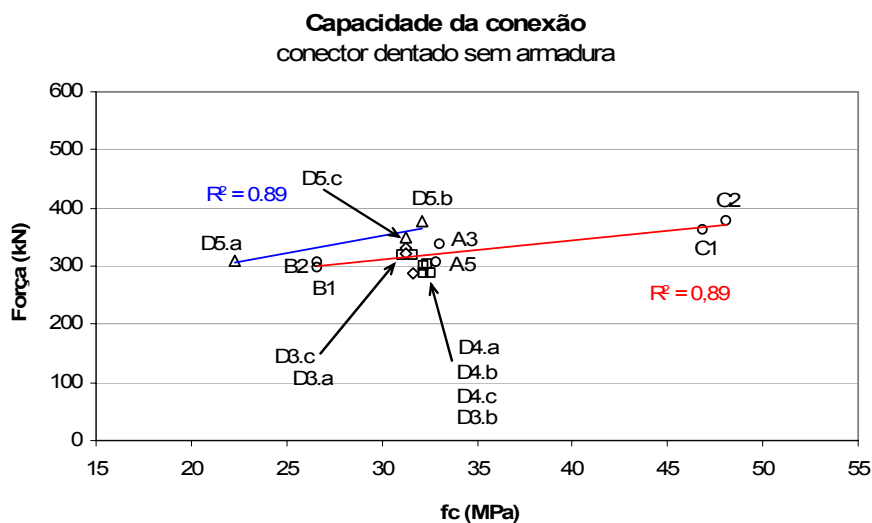


FIGURA 5.2 – Resultados dos ensaios das quatro séries para os modelos com conectores CR50 e CR56b sem armadura passante, em função da resistência à compressão do concreto.

No gráfico da FIG. 5.3 são apresentados os resultados para os modelos das cinco séries (inclusive o X1) que tinham armadura passando entre os dentes de conectores CR50 e CR56b. É interessante notar a uniformidade do comportamento das diversas séries com conectores CR50 e CR56b utilizados com concretos de resistências variadas.

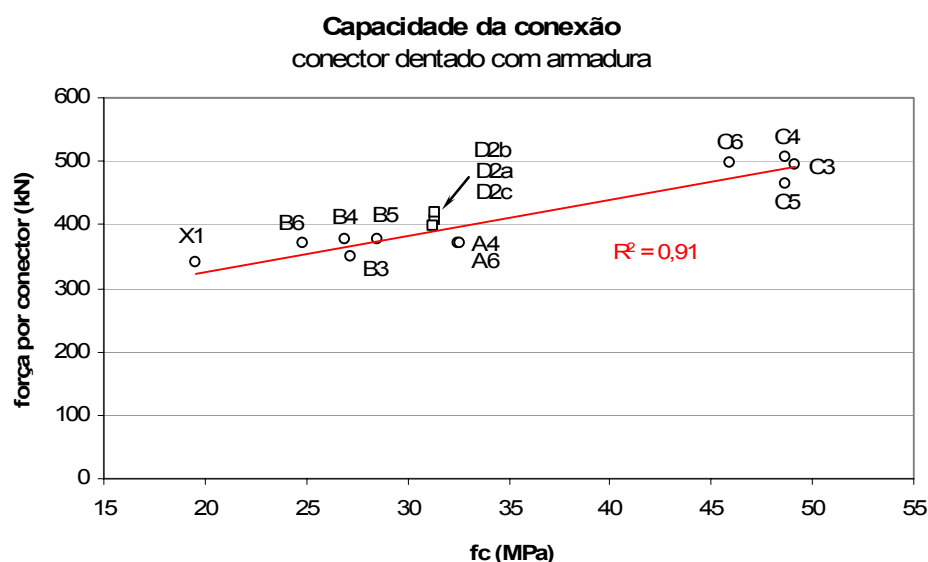


FIGURA 5.3 – Resultados dos ensaios das séries A, B, C, D e X, para modelos com conectores CR50 e CR56b com armadura passante, em função da resistência à compressão do concreto.

### 5.3 Aspectos relativos ao comportamento da conexão

No caso do Crestbond, a ductilidade da conexão está associada ao sistema conector/armadura/concreto, e não apenas ao conector isolado. A altura do conector tem influência direta na resistência frontal e dos pinos de concreto, bem como na fissuração do concreto no entorno dos furos. Ao mesmo tempo, o efeito de pino e a própria fissuração da laje dependem da resistência do concreto. Além disso, a espessura da laje, a taxa de armadura e a disposição das barras de aço transversais ao conector influenciam na capacidade e na ductilidade da conexão. A resistência última decorre de quatro fenômenos observados: a força frontal de compressão no conector, o corte dos pinos de concreto nas aberturas, a resistência da laje ao cisalhamento longitudinal na linha do conector e o efeito da armadura.



O mecanismo de ruptura observado nos ensaios com o Crestbond está relacionado ao colapso do concreto. Os conectores e as respectivas soldas permanecem intactos ou quase intactos até à carga máxima. Na fase pós-pico, o deslizamento da laje se acentua e em alguns modelos os conectores apresentaram deformações decorrentes da pressão exercida pelo concreto sobre os dentes. A ruptura dos modelos se inicia com a abertura de uma fissura longitudinal na zona logo à frente do conector, que se propaga gradualmente pela laje, conforme pode ser visto nas FIGs. 3.71, 3.73, 3.102b e 3.103.

Na FIG. 5.4 são apresentados resultados dos ensaios com o Crestbond, realizados na Universidade do Minho, juntamente com resultados de ensaios com conectores *stud* e Perfobond, efetuados na Universidade de Saskatchewan (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994; VELDANDA e HOSAIN, 1992). Observa-se que o Crestbond (assim como o Perfobond) apresenta boa capacidade de retenção de carga após o pico, o que não ocorre com o *stud*.

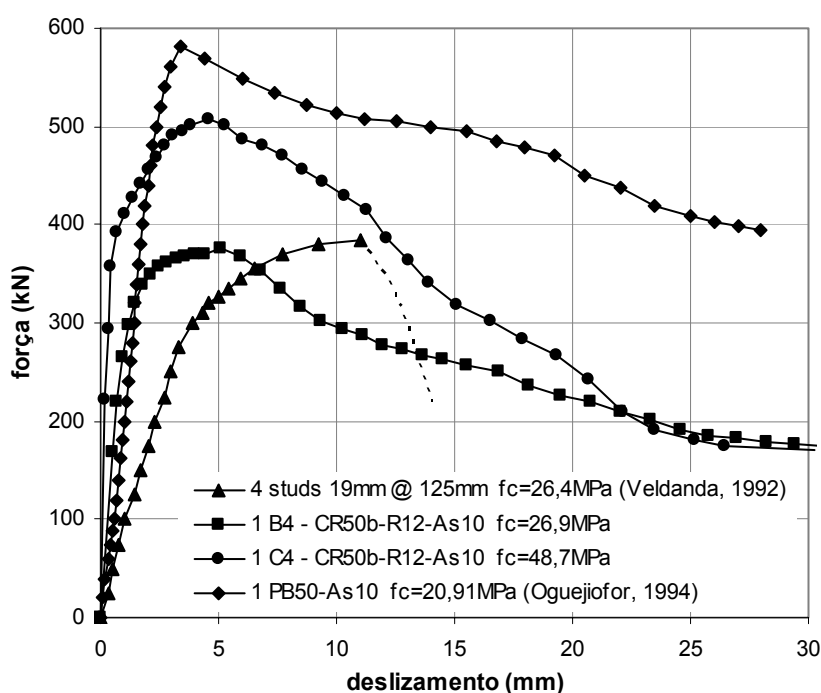


FIGURA 5.4 – Comportamento típico do Crestbond em comparação com os conectores *stud* e Perfobond.

Observando a FIG. 5.4 nota-se que, para a mesma faixa de resistência do concreto, um único Crestbond apresenta resistência equivalente à de quatro *studs*. Para um acréscimo de 81% na resistência do concreto, há um ganho de 35% na capacidade de carga do Crestbond.

Tem-se observado que os *studs* tendem a sofrer ruptura por cisalhamento na base do conector, imediatamente acima do cordão de solda. O Perfobond não sofre ele próprio ruptura e tende a provocar elevada fissuração nas lajes de concreto. O Crestbond apresenta um comportamento intermédio entre o do *stud* e o do Perfobond, já que provoca fissuração nas lajes de concreto, associada à deformabilidade dos dentes do conector. Sua capacidade de carga é um pouco menor do que a de um Perfobond de dimensões similares. Tanto um quanto o outro possibilitam aumentar a capacidade resistente da conexão mediante o acréscimo da armadura transversal e da resistência do concreto.

Em geral, a rigidez para cargas de serviço e o limite de proporcionalidade para os conectores em chapa contínua são superiores aos apresentados pelos *studs* (FIG. 5.4).

O deslizamento correspondente à carga máxima nos ensaios com conectores em chapa contínua é menor do que o que se observa para o *stud*. O comportamento pós-pico é caracterizado por uma perda de carga mais lenta. Como a ruptura não se dá por cisalhamento do conector, a deformação final é muito elevada. De um modo geral, o limite de proporcionalidade na conexão com Crestbond é bastante alto, oscilando numa faixa que vai de 70 a 95% da carga última.

Os resultados obtidos evidenciam que a escolha de um determinado tipo de conector deve levar em consideração as diferenças de comportamento e uma avaliação das vantagens e desvantagens do seu emprego. Esses aspectos terão implicação direta na resposta do elemento estrutural para o qual o conector é dimensionado e no tipo de carregamento a que este estará sujeito durante a sua vida útil.

## 5.4 A influência do efeito de pino e da armadura passante<sup>21</sup>

Nas FIGs. 5.5, 5.6 e 5.7, pode-se verificar que os pinos de concreto proporcionam um acréscimo de resistência considerável em relação à chapa plana sem dentes. Pode-se observar também que a introdução de armadura passante resulta em aumento significativo de resistência. Esse efeito é proporcional à resistência do concreto (TAB. 5.1).

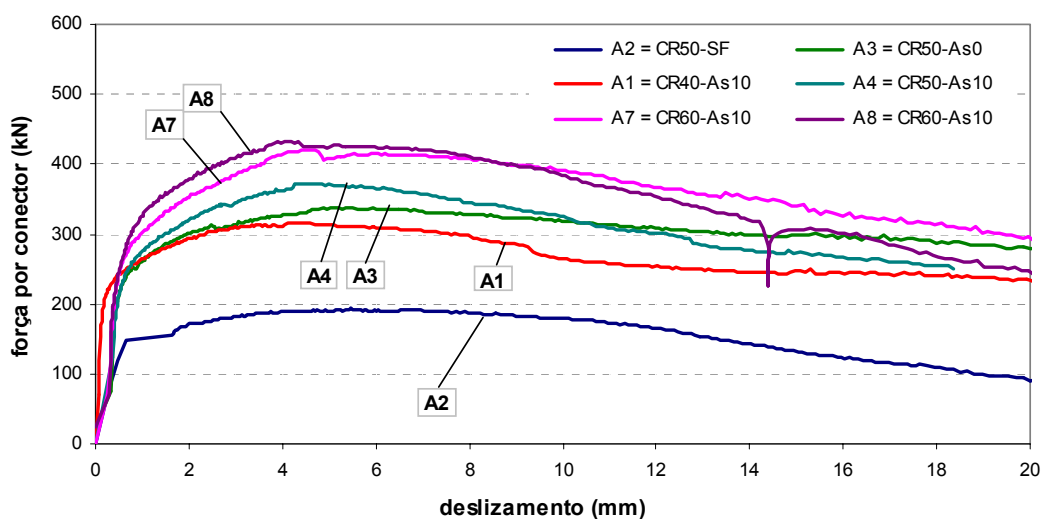


FIGURA 5.5 – Curvas força-deslizamento para modelos da série A, com conector CRxx.

Nas FIGs. 5.6 e 5.7 são apresentados alguns resultados de ensaios com o conector CR56b, com concretos C20 e C35, respectivamente. Nota-se que o efeito de pino do concreto é bastante significativo, sendo responsável por um acréscimo na capacidade de carga da conexão de 67%, para o concreto C20, e 71% para o C35, nos modelos sem armadura passante. Quando há armadura passante, esse aumento é de 110% nos modelos com concreto C20 e de 130% nos modelos com concreto C35.

<sup>21</sup> Barras de armadura passando por dentro das aberturas do conector.

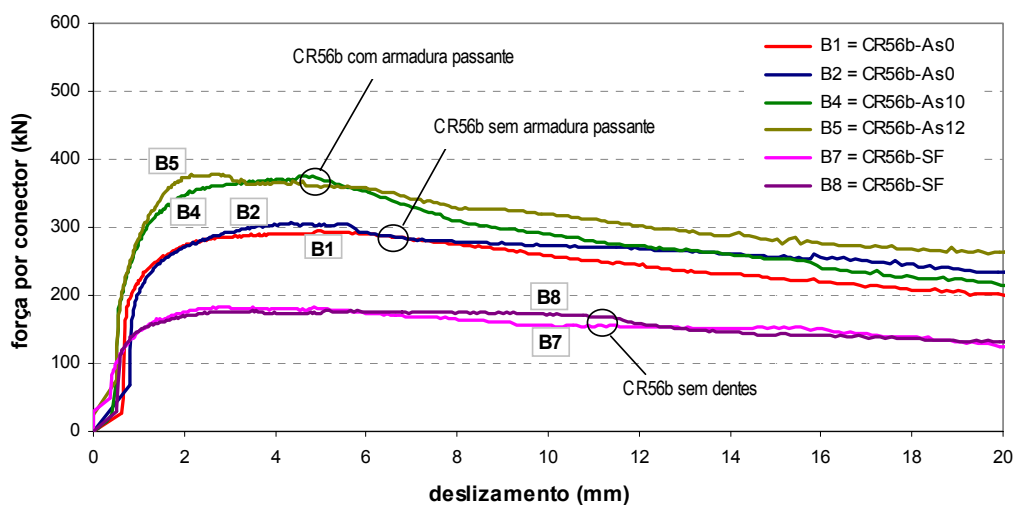


FIGURA 5.6 – Curvas força-deslizamento para modelos da série B.

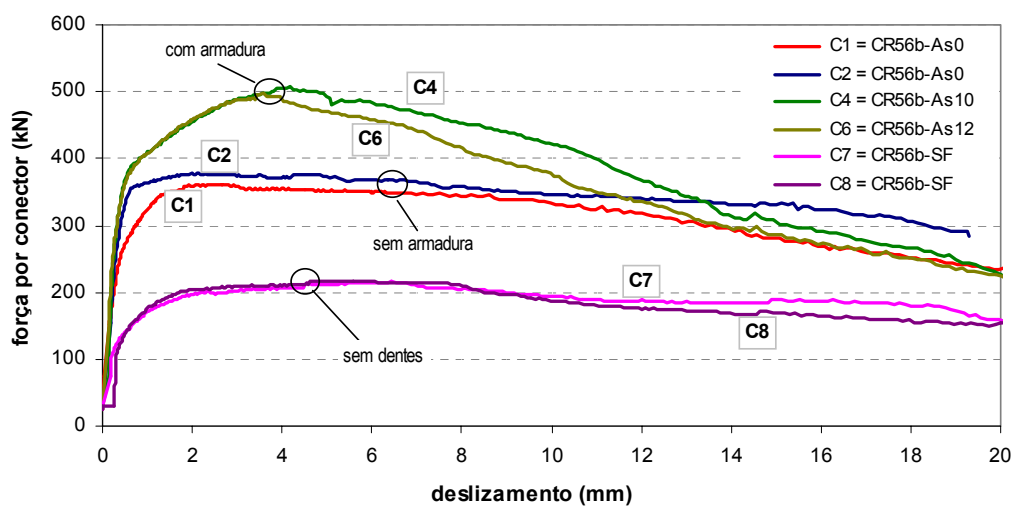


FIGURA 5.7 – Curvas força-deslizamento para modelos da série C.

TABELA 5.1 - Efeito da armadura passante no conector Crestbond.

série	conector	$f_c$ médio MPa	carga máxima medida no ensaio		acréscimo de resistência devido à armadura passante
			sem armadura passante	com armadura passante	
A	CRxx	32,7	322 kN	371 kN	+15%
B	CR56b	26,7	302 kN	375 kN	+24%
C	CR56b	48,3	369 kN	499 kN	+35%
D	CR56b-PL	31,7	313 kN	408 kN	+30%

A introdução da armadura passante também apresentou influência importante na capacidade da conexão, produzindo um ganho de 29% nos modelos com concreto C20, e 40% nos modelos com concreto C35, em relação aos que não possuíam armadura passante. O incremento da resistência do concreto influencia favoravelmente no desempenho da armadura e, conseqüentemente, da conexão.

## **5.5 Desempenho da armadura transversal**

Nos modelos do grupo D2 as barras de armadura transversal foram instrumentadas com extensômetros elétricos, a fim de permitir o registro da história de tensão/deformação nessas barras ao longo do processo de carregamento. Uma análise posterior desses dados permitiu perceber quando e como a armadura é mobilizada, à medida que a laje é solicitada. Nas FIGS. 5.8 a 5.10 apresenta-se a leitura dos extensômetros (normalizada em relação à deformação de escoamento do aço da armadura) em função do carregamento aplicado.

No caso do modelo D2a, em particular, percebe-se que a armadura sofreu deformação logo no início do carregamento. Esse fenômeno possivelmente decorreu da acomodação das lajes durante os 25 ciclos preliminares de carga e descarga. Nos outros dois modelos do grupo D2, a armadura só foi mobilizada a partir de uma fração considerável do carregamento máximo.

Analisando os gráficos das FIGS. 5.8, 5.9 e 5.10, percebe-se que as barras de armadura são solicitadas diferentemente. As duas situadas abaixo do conector são sempre mais demandadas do que aquelas que trespasam o conector. Já a segunda de baixo para cima é mais solicitada do que a primeira, confirmando a distribuição de tensões de tração na laje descrita por OGUEJIOFOR (1994), mostrada na FIG. 2.28. As tensões de tração e compressão logo abaixo do conector são maiores do que na base da laje, e é nessa região que os esforços no concreto atingem seu máximo primeiramente. Percebe-se também que as primeiras três ou quatro barras de armadura atingem o escoamento

( $\varepsilon/\varepsilon_y > 1,0$ ) e que esse fenômeno coincide com a carga máxima, indicando que o modelo chega ao limite de sua capacidade de suporte com a fissuração generalizada das lajes.

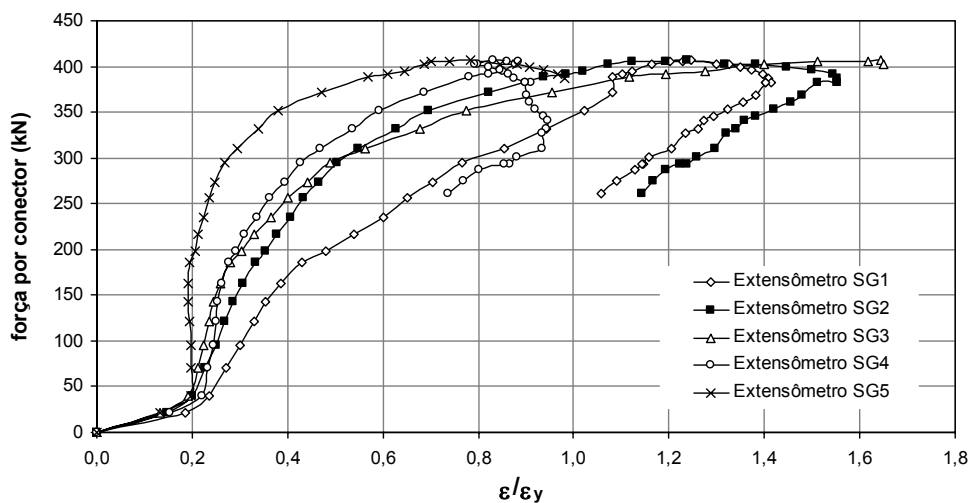


FIGURA 5.8 – Curvas força-deformação normalizada ( $\varepsilon/\varepsilon_y$ ) – Modelo D2.a.

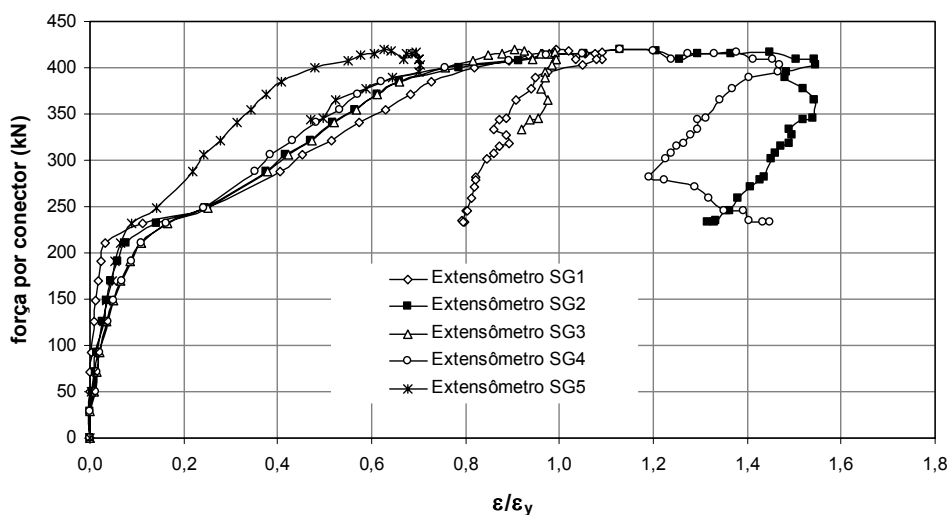


FIGURA 5.9 – Curvas força-deformação normalizada ( $\varepsilon/\varepsilon_y$ ) – Modelo D2.b.

Nos gráficos das FIGS. 5.9 e 5.10, o momento em que a fissuração das lajes teve seu início fica bastante evidente, em função do patamar de deformação na armadura observado para cerca de 50% da carga última.

Outro fator que se nota a partir das leituras dos extensômetros é que as barras dentro das aberturas do conector são mobilizadas escalonadamente. A barra na primeira abertura é mais solicitada do que a segunda que, por sua vez, é mais solicitada do que a terceira. Depreende-se daí que os pinos de concreto são solicitados diferentemente, com os esforços decrescendo do primeiro para o último. Pode-se observar que as barras nas duas últimas aberturas do conector nem chegam a atingir a deformação de escoamento, enquanto as primeiras ultrapassam esse ponto.

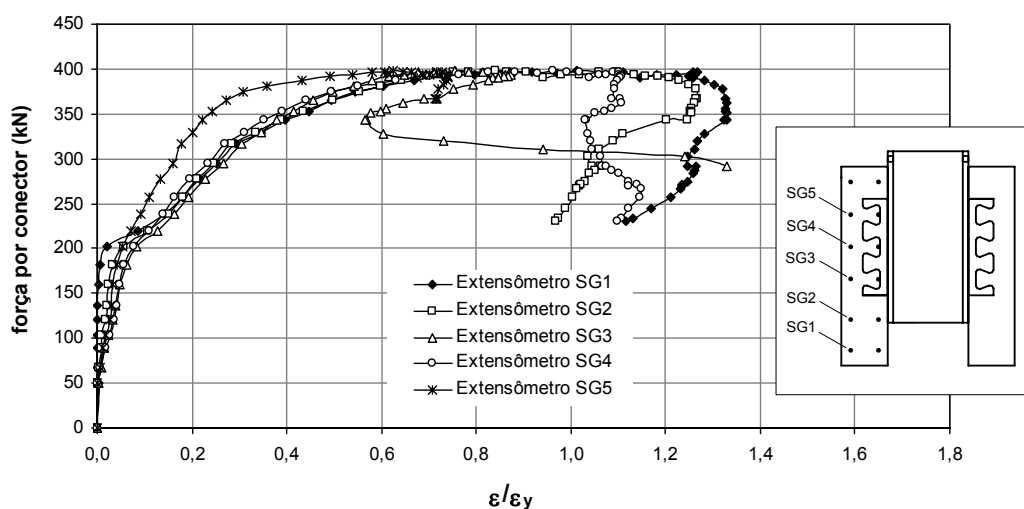


FIGURA 5.10 – Curvas carga-deformação normalizada ( $\epsilon/\epsilon_y$ ) – Modelo D2.c.

A armadura transversal exerce um papel fundamental no desempenho das lajes em vigas mistas, pois influencia no controle da fissuração longitudinal, que tende a se desenvolver em função dos esforços transmitidos à laje pelos conectores de cisalhamento.

Depois de realizar alguns experimentos com diversas vigas mistas similares, com taxa de armadura transversal variável, DAVIES (1969) relatou que, para que a laje tenha um desempenho adequado e contribua efetivamente para que a viga desenvolva um comportamento misto, é necessária uma armadura transversal mínima. Para os modelos ensaiados por DAVIES (1969), esse valor mínimo foi caracterizado como 0,5%. Além disso, DAVIES constatou que a resistência última de uma viga mista é proporcional à taxa de armadura transversal, quando esta se encontra na faixa  $\rho \leq 1,0\%$ . Acima de 1%



a taxa de armadura não produz ganho de resistência relevante. Este último aspecto foi comprovado por meio dos resultados deste trabalho, como demonstrado na seção 4.3.1.

Nos modelos das séries B e C, procurou-se variar a taxa de armadura transversal. Todavia, em alguns deles a taxa ficou acima de 1%, como pode ser visto na TAB. 5.2. Observando-se as curvas força-deslizamento da FIG. 5.11 e da FIG. 5.12, percebe-se que para os modelos com taxa de armadura transversal acima de 1% a variação da resistência é praticamente irrelevante.

TABELA 5.2 – Taxa de armadura transversal nas séries B e C.

Modelo	armadura transversal $A_{tr}$	área de concreto $A_{cc}$	taxa de armadura $\rho$
B1, B2, C1, C2	6 $\phi$ 10 mm = 471,2 mm <sup>2</sup>	71324 mm <sup>2</sup>	0,66%
B3, B4, C3, C4	12 $\phi$ 10 mm = 942,5 mm <sup>2</sup>	71324 mm <sup>2</sup>	1,32%
B5, B6, C5, C6	12 $\phi$ 12 mm = 1357,2 mm <sup>2</sup>	71324 mm <sup>2</sup>	1,90%

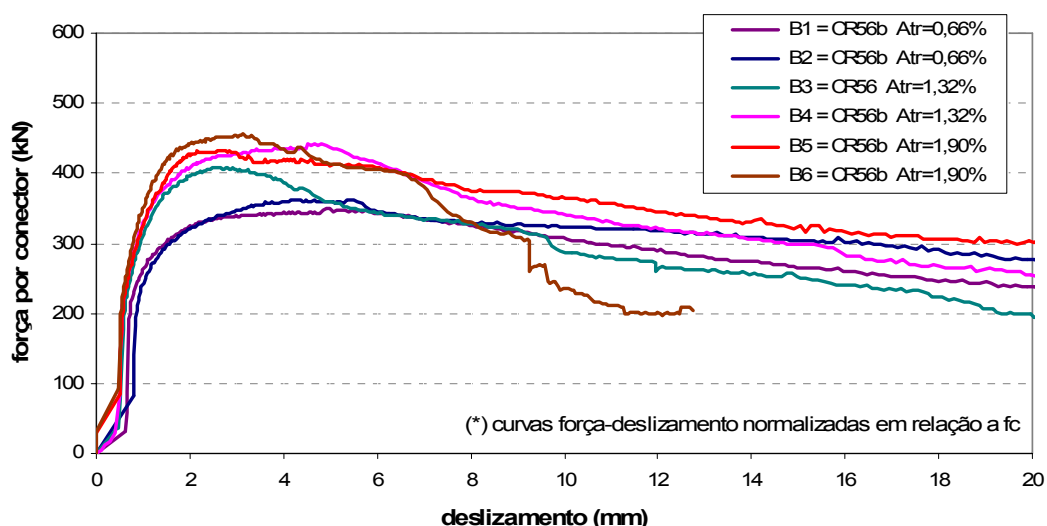


FIGURA 5.11 – Influência da armadura transversal – série B.

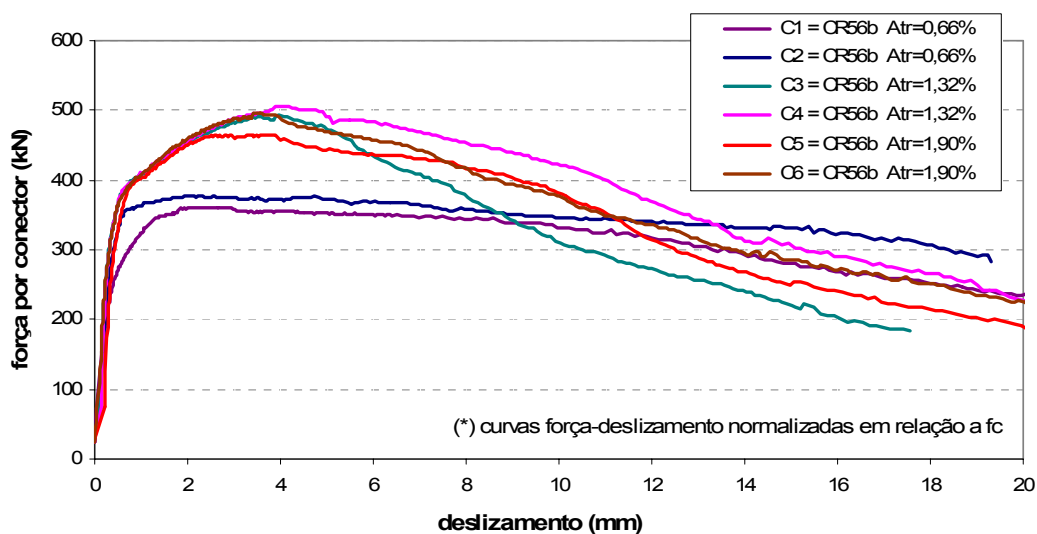


FIGURA 5.12 – Influência da armadura transversal – série C.

Na especificação do ensaio *push-out* da EN 1994-1-1:2004, consta que a armadura transversal da laje deve ser constituída por  $10\phi 10$  mm, o que em uma laje de  $650 \times 150$  mm corresponde a uma taxa  $\rho = 0,81\%$ . A taxa de armadura transversal admitida em vários modelos testados no âmbito deste trabalho foi superior a 1%. Posteriormente, comprovou-se que essa taxa poderia ter sido menor. Não obstante, para efeito de análise do comportamento assumiu-se  $\rho = 1\%$  para os modelos que possuíam taxa real superior a esse valor, com base nos resultados de DAVIES (1969).

## 5.6 Influência do tamanho do dente (diâmetro do furo)

Os resultados da série A evidenciaram que existe uma relação praticamente linear entre a resistência do Crestbond e o diâmetro de referência do dente trapezoidal, já que o dente é dimensionado a partir desse diâmetro (FIG. 5.13).

Na FIG. 5.14 pode-se observar a relação força-deslizamento para conectores CR40, CR50 e CR60, relacionados a um diâmetro de referência de 40, 50 e 60 mm, respectivamente, todos com armadura passante. A resistência do conector com dentes (CR50) aumenta cerca de 100% em relação ao sem dentes (CR50-SF), em função do efeito de pino no concreto associado à armadura passante. Outra característica que

chama a atenção é que o aumento do diâmetro dos furos parece influenciar a capacidade resistente, mas não afeta a ductilidade ou o comportamento pós-pico. As curvas força-deslizamento para os modelos A1, A4 e A8, com conectores CR40, CR50 e CR60, respectivamente, apresentam o mesmo aspecto. A relação força-deslizamento se mantém, apesar da variação do diâmetro dos pinos de concreto na faixa entre 40 e 60 mm. Esse comportamento difere do observado por KRAUS e WURZER (1997) em ensaios com Perfobond (ver FIG. 2.19).

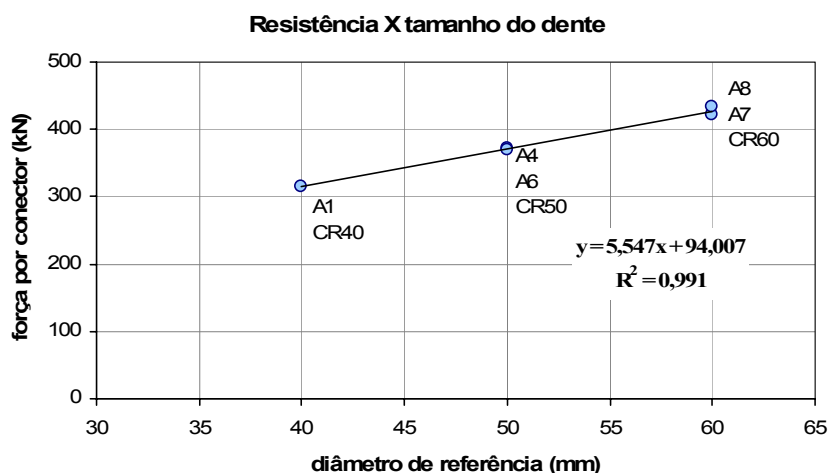


FIGURA 5.13 – Relação entre a resistência do conector e o tamanho do dente.

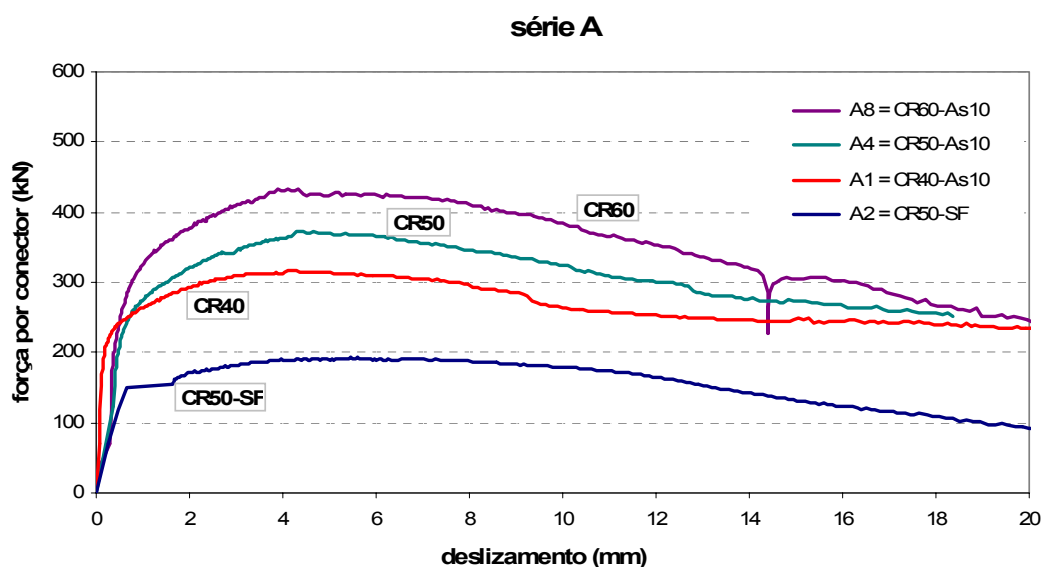


FIGURA 5.14 – Relação força-deslizamento e o tamanho do dente.

## 5.7 Desempenho do conector CR56b em relação ao CR50

Como comentado na seção 3.5, a versão CR56b foi criada para assegurar que a capacidade da conexão fosse governada pela falha do concreto, e não do conector, permitindo avaliar se o colapso dos dentes do CR50 original exercia influência significativa sobre a resistência da conexão.

Comparando-se os resultados das séries B e C aos resultados da série A, constatou-se que o conector reforçado (CR56b) não promoveu acréscimo significativo na resistência última, em relação ao CR50 original (ver FIG. 5.15). Isso indica que em ambos os casos é o colapso do concreto que governa a resistência da conexão. O pequeno acréscimo de resistência que se percebe nas curvas normalizadas da FIG. 5.15 corresponde à diferença na área dos pinos de concreto, uma vez que os conectores CR50 e CR56b possuem aberturas de 50 e 56 mm, respectivamente. As modificações relevantes que se observam no CR56b em relação ao CR50 são o aumento do limite de proporcionalidade e uma diminuição da ductilidade da conexão.

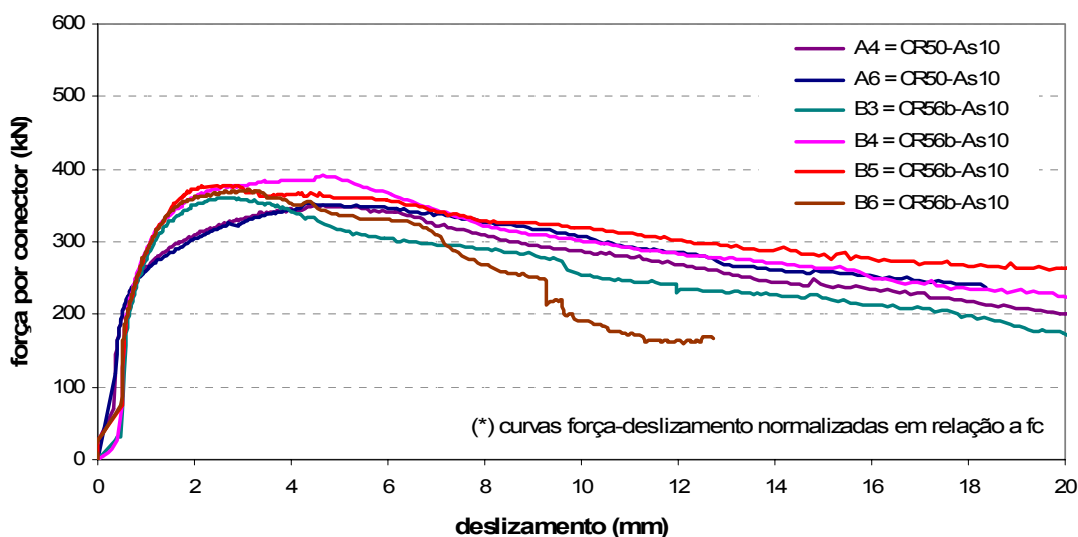


FIGURA 5.15 – Resultados para CR50 *versus* CR56b.

Ficou comprovado que, em termos de capacidade, a versão original (CR50) e a reforçada (CR56b) exibem comportamento semelhante e podem ser tratadas praticamente da mesma forma (ver seção 4.2). Uma evidência desse fato é que a equação ajustada no Capítulo 4 (Eq. 4-11) dá bons resultados tanto para uma versão quanto para a outra.

As deformações observadas nos dentes dos CRxx da série A são responsáveis pela diminuição da rigidez acima do limite de proporcionalidade e contribuem para uma maior ductilidade da conexão (FIG. 5.14). Não obstante, não prejudicam significativamente a capacidade da conexão. Nas séries B e C esse efeito é menor porque o conector é mais rígido (FIGs. 5.6 e 5.7), mas como o concreto da série C é mais resistente, a ductilidade da conexão aumenta. Isso se deve a dois fatores: deformação do dente frontal sob a pressão do concreto e melhor desempenho da armadura.

## **5.8 O problema da excentricidade do conector**

Quando o programa experimental foi iniciado, havia uma expectativa de que os resultados para o conector Crestbond se aproximassem daqueles obtidos por OGUEJIOFOR (1994) para um Perfobond de dimensões similares. No entanto isso não ocorreu. Os resultados para o Crestbond nas séries A, B e C foram inferiores aos que OGUEJIOFOR (1994) obteve em ensaios similares.

As primeiras séries de ensaios de OGUEJIOFOR (1994), com o Perfobond, e as deste trabalho, com o Crestbond, tinham em comum alguns modelos com um conector sem furos, ou dentes (conector SF), usado para avaliação do efeito de pino no concreto. Esses modelos apresentavam poucas e pequenas diferenças em sua geometria. Suas lajes possuíam espessura de 150 mm, sendo que o Perfobond de OGUEJIOFOR possuía 13 mm, enquanto os Crestbonds tinham 12,5 mm na série A e 12 mm nas séries B e C. Todavia, o conector de OGUEJIOFOR possuía 127 mm de altura contra apenas 81,2 mm do CR50-SF. Logo, a área frontal dos Perfobonds de OGUEJIOFOR era maior

do que a dos primeiros Crestbonds testados. Por essa razão a contribuição da resistência frontal era maior nos Perfobonds. Porém, mesmo normalizando os resultados do Crestbond em relação à área frontal do conector e à resistência do concreto, as diferenças entre as resistências ainda eram significativas. Suspeitou-se, então, que esse fato estivesse relacionado à condição de contorno dos modelos ou à velocidade de carregamento. Após uma série de verificações, descartou-se a influência da velocidade de carregamento. Por essa razão, na série D foram feitos ensaios com condições de contorno diferentes para esclarecer essa questão, como comentado no item 3.7.2.

Os 15 modelos da série D apresentaram ruptura pela face externa da laje, independentemente de possuírem laje maciça, pré-laje ou isopor no lugar da pré-laje (FIG. 5.16), de modo análogo ao que ocorreu nos experimentos de OGUEJIOFOR com Perfobond, conforme pode ser visto na FIG. 5.17.

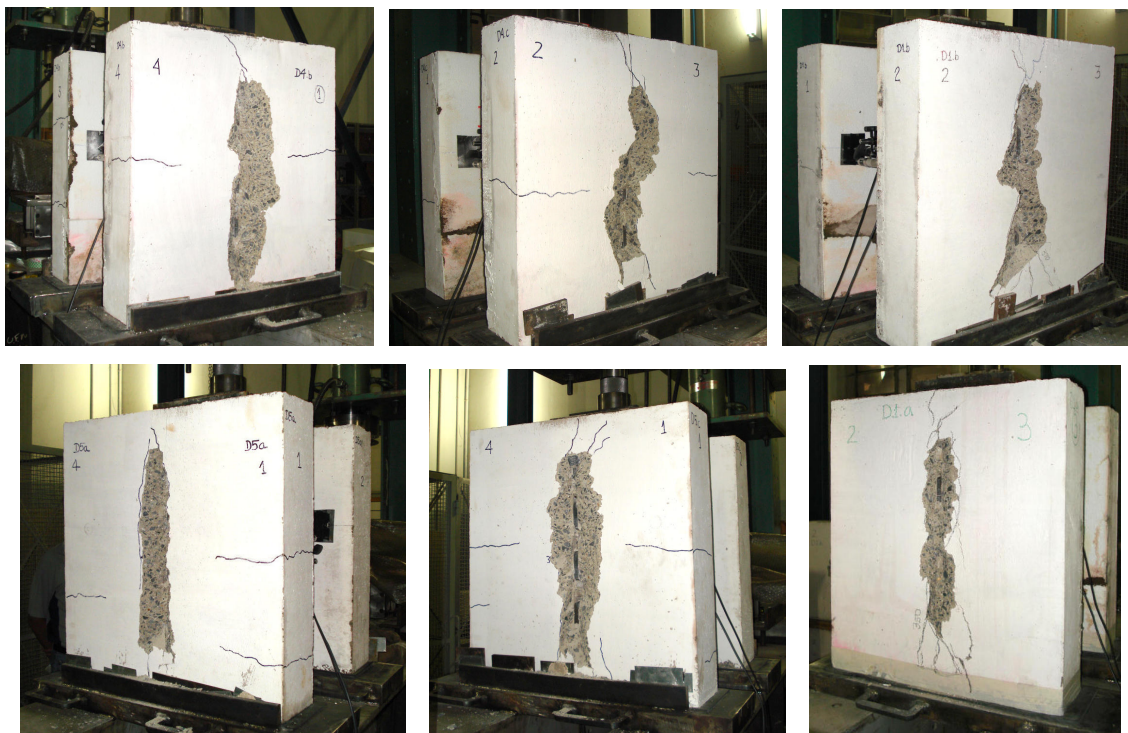


FIGURA 5.16 – Aspecto típico da ruptura na face externa das lajes em modelos da série D.



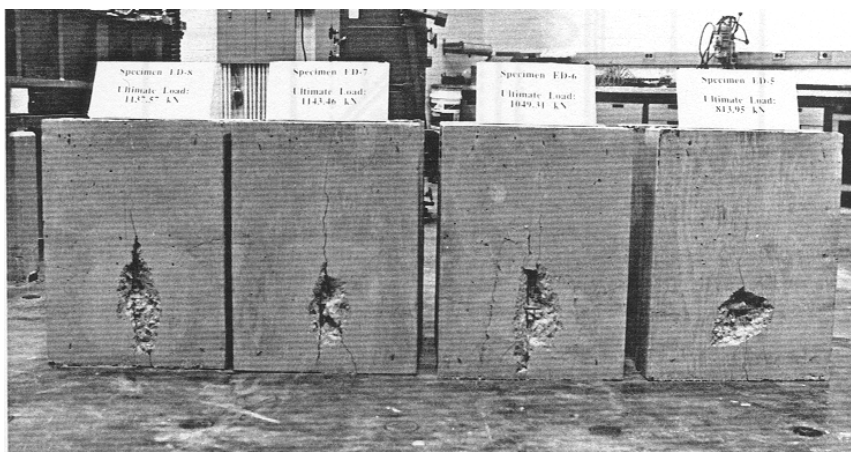


FIGURA 5.17 - Aspecto da ruptura externa observada nos modelos de Oguejiofor com conector Perfobond (OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994).

Ao fazer os ensaios da série D com e sem contenção lateral, constatou-se que os resultados eram os mesmos. A retirada das barras de contenção não teve influência alguma nem no deslocamento horizontal lateral das lajes, nem na ruptura da cunha pela face externa da laje (FIG. 5.18), nem na capacidade resistente da conexão (FIGs. 5.19 e 5.20). Concluiu-se então que as diferenças nos resultados não estavam relacionadas com as condições de contorno dos modelos. Além disso, os modelos apresentaram não apenas resistências mais próximas dos de OGUEJIOFOR (1994), mas também modo de ruptura similar. Só então atentou-se para a questão da excentricidade das forças atuantes no conector em relação ao plano médio da laje.

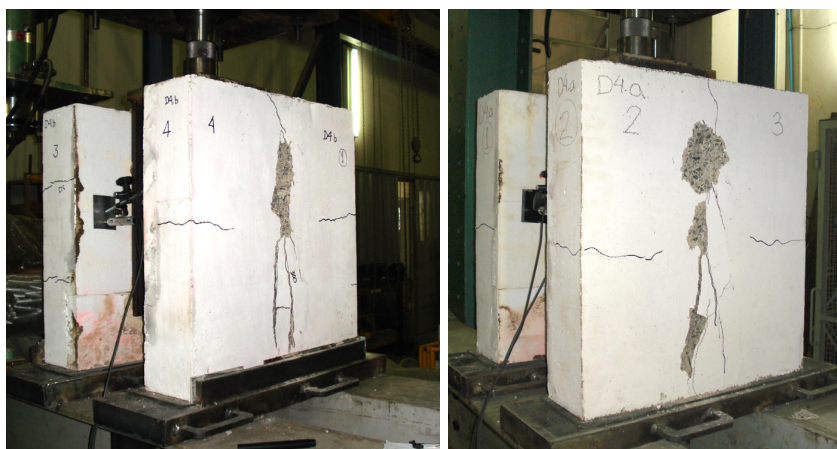


FIGURA 5.18 – Modo de ruptura: (a) modelo com contenção lateral; (b) modelo sem contenção lateral.



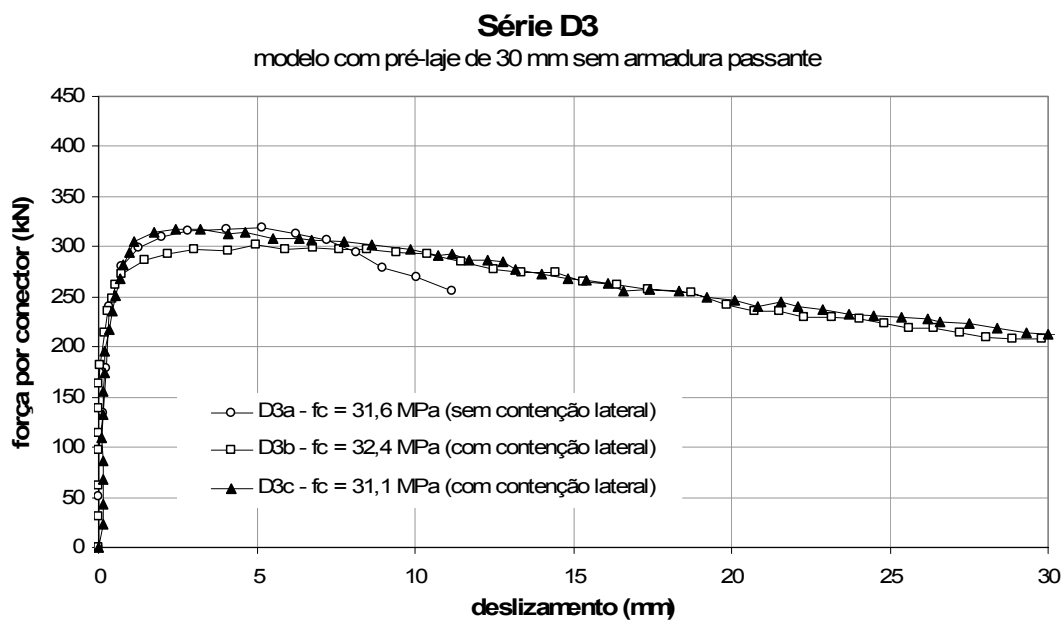


FIGURA 5.19 – Resultados para os modelos do grupo D3, com e sem contenção lateral.

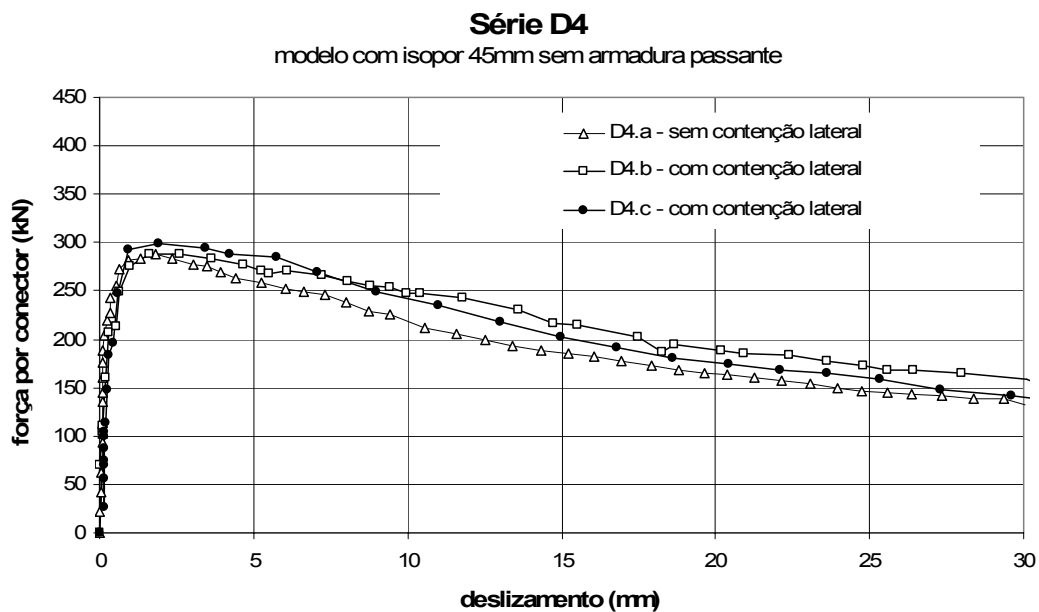


FIGURA 5.20 – Resultados para os modelos do grupo D4, com e sem contenção lateral.

No conjunto dos modelos estudados neste trabalho, a altura dos conectores varia, enquanto a espessura das lajes é quase sempre constante. Conseqüentemente, a posição da resultante de compressão na face frontal do conector ( $F_f$ ) também muda. Na FIG. 5.21 mostra-se esquematicamente a excentricidade das forças internas na laje. A força  $F_f$  corresponde à resultante de compressão na face frontal do conector, e a força  $F_p$  corresponde à força resultante decorrente do cisalhamento dos pinos de concreto. Dependendo da excentricidade da força frontal, a distribuição de esforços internos na laje pode ficar desfavorável. Neste caso, como os esforços não chegam a se distribuir uniformemente por toda a seção da laje, a resistência última é inferior em relação à situação a força na laje possui pequena excentricidade. Nos modelos das séries A, B e C, a força frontal possuía excentricidade maior em relação ao plano médio da laje do que nos modelos da série D.

Nos modelos de OGUEJIOFOR (1994), bem como nos da série D, a excentricidade da força frontal é pequena. Nessa situação os esforços se distribuem de maneira mais uniforme em toda a espessura da laje.

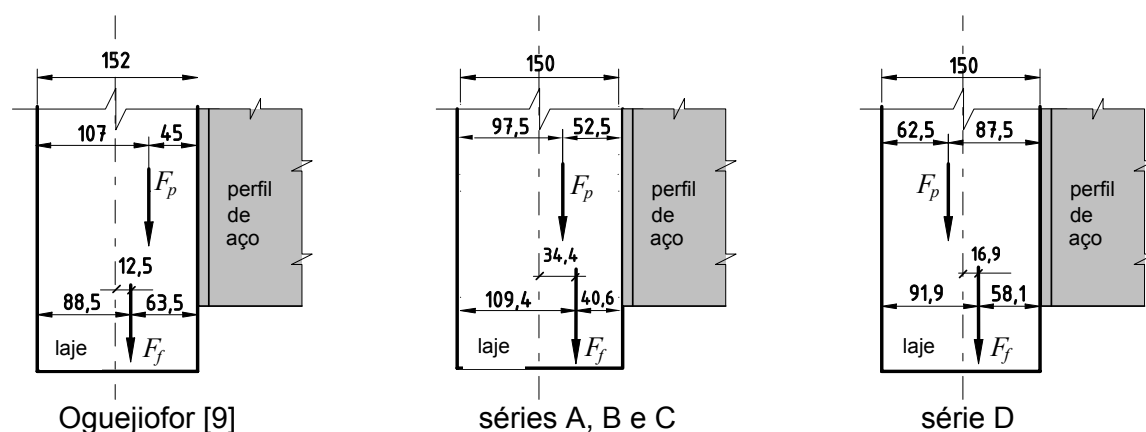


FIGURA 5.21 – Variação da excentricidade da força frontal no conector em relação ao plano médio da laje.

Na FIG. 5.21, as excentricidades foram cotadas considerando-se o perfil posicionado do lado direito da laje. Note-se que há diferenças bem significativas na excentricidade

dessas forças. Nos modelos da série D, as forças tinham menor excentricidade  $e$ , em função disso, suas lajes não sofriam deslocamento lateral, mesmo sem contenção. Como os modelos das séries A, B, e C possuíam um conector com menor altura, a resultante de compressão frontal dos conectores era mais excêntrica, produzindo uma maior concentração de tensões de tração na face interna da laje. Uma evidência desse fato é que todos os modelos das séries A, B, C e X apresentaram ruptura pela face interna da laje (FIG. 3.71), enquanto os modelos da série D apresentaram ruptura pelo lado externo (FIG. 5.16), como os modelos de OGUEJIOFOR (FIG. 5.17). Com a deterioração mais acentuada do concreto no lado de dentro da laje, ocorria uma tendência de rotação desta, que resultava no *uplift* observado e numa menor carga última atingida.

Essa descoberta orientou a abordagem do modelo estatístico, dando origem a um termo na equação de resistência que considera a influência da excentricidade da força frontal (ver seção 4.3).

Admite-se que o *uplift* observado nos ensaios das séries A, X, B e C decorre da excentricidade das forças atuantes no conector em relação ao eixo da laje, uma vez que o CR56b possui altura total menor que o CR56b-PL usado na série D. Nos modelos da série D praticamente não houve *uplift*, devido à pequena excentricidade do conector.

Os conectores empregados na série D possuíam excentricidade menor do que os das outras séries, em relação ao plano médio da laje (FIG. 5.21), permitindo melhor distribuição dos esforços no concreto. Além disso, o aço dos conectores usados na série D tinha limite de escoamento igual a 436 MPa, bem superior aos das séries anteriores (ver TAB. 3.20). Esses dois fatores contribuíram para uma maior rigidez inicial dos modelos, bem como para um acréscimo na resistência última em relação aos modelos das outras séries. Na FIG. 5.22 são comparados os resultados de modelos das séries B e D com laje maciça e sem armadura passante, para a mesma faixa de resistência do concreto. Observa-se que o CR56b-PL apresenta melhor desempenho em relação ao CR56b. A diferença principal entre eles é a altura ( $h_{sc}$ ), que implica numa maior resistência frontal e menor excentricidade em relação ao plano médio da laje.

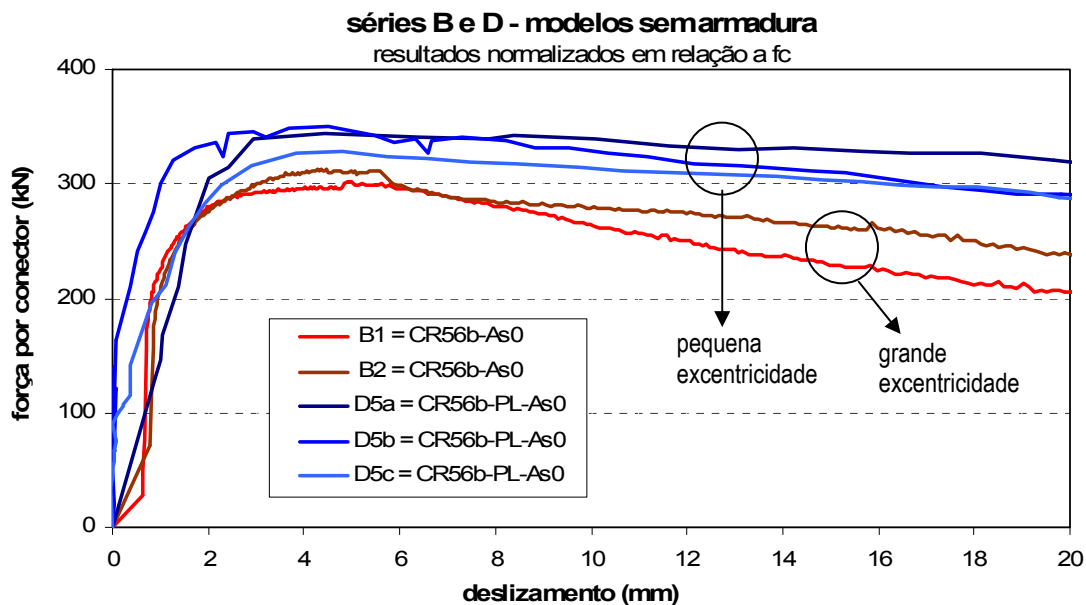


FIGURA 5.22 – Efeito da excentricidade na resistência última do conector.

## 5.9 Sobre a equação de resistência proposta

A partir dos resultados obtidos nos ensaios *push-out* com o Crestbond, constatou-se que quando se considera a influência da taxa de armadura e da excentricidade do conector na equação de resistência, obtêm-se resultados mais próximos das medições experimentais.

Aplicando a mesma abordagem aos dados de OGUEJIOFOR (1994), constata-se que a equação resultante é capaz de estimar a resistência do Perfobond com mais acurácia do que a Eq. (4-5), originalmente proposta por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997).

Utilizando os resultados de ensaios com Perfobond realizados por OGUEJIOFOR (1994) e partindo da abordagem da Eq. (4-9), chega-se aos valores listados na TAB. 5.3.

TABELA 5.3 - Dados de ensaios com Perfobond (OGUEJIOFOR, 1994).

experim.	Modelo	$q_{test}$ (kN)	$F_f$ (N)	$A_{cd}$ (N)	$A_{cc}$ (N)	$A_{tr}/A_{cc}$ $\times 5 \times 10^6$
1	EB-1	179,4	31555,94	0,00	277103,80	0,00
2	EB-2	249,1	31555,94	22863,73	295060,92	0,00
3	EB-3	274,0	31555,94	34295,59	304039,49	0,00
4	EB-4	276,5	31555,94	45727,45	313018,05	0,00
5	EB-5	292,0	31555,94	0,00	277103,80	24752,88
6	EB-6	375,2	31555,94	22863,73	295060,92	23246,45
7	EB-7	393,6	31555,94	34295,59	304039,49	22559,96
8	EB-8	363,7	31555,94	45727,45	313018,05	21912,85
9	EC-1	396,1	51385,93	0,00	353609,57	24752,88
10	EC-2	563,0	62523,33	32183,07	415328,90	23246,45
11	EC-3	597,8	62523,33	48274,61	427967,16	22559,96
12	EC-4	595,9	62523,33	64366,14	440605,42	21912,85
13	EC-5	431,0	62523,33	0,00	390052,37	24752,88
14	EC-6	528,1	62523,33	32183,07	415328,90	23246,45
15	EC-7	584,9	62523,33	48274,61	427967,16	22559,96
16	EC-8	577,9	62523,33	64366,14	440605,42	21912,85
17	ED-1	240,7	37456,65	0,00	301902,25	12532,89
18	ED-2	304,9	37456,65	24909,84	321466,39	11770,15
19	ED-3	343,8	37456,65	37364,76	331248,46	11422,57
20	ED-4	364,7	37456,65	49819,67	341030,53	11094,93
21	ED-5	413,5	37456,65	0,00	301902,25	37285,78
22	ED-6	533,1	37456,65	24909,84	321466,39	35016,60
23	ED-7	580,9	37456,65	37364,76	331248,46	33982,53
24	ED-8	577,9	37456,65	49819,67	341030,53	33007,78
25	EPS-1A	543,2	41486,03	39323,18	347944,53	33762,93
26	EPS-1B	554,2	41486,03	39323,18	347944,53	33762,93
27	EPS-2A	349,8	41938,77	39537,17	349837,95	11159,80
28	EPS-2B	345,9	41938,77	39537,17	349837,95	11159,80
29	EPS-3A	464,4	39192,15	38220,58	338188,33	33762,93
30	EPS-3B	435,5	39192,15	38220,58	338188,33	33762,93
31	EPS-4A	544,1	40520,19	38862,74	343870,40	33762,93
32	EPS-4B	502,2	40520,19	38862,74	343870,40	33762,93
33	EPS-5A	398,6	41531,30	26229,75	421113,41	21683,14
34	EPS-5B	432,5	41531,30	26229,75	338500,17	26975,05
35	EPS-5C	471,8	41531,30	26229,75	421113,41	27911,80
36	EPS-5D	493,2	41531,30	26229,75	338500,17	34723,86
37	EPS-6A	485,8	39659,98	25632,01	411516,77	27911,80
38	EPS-6B	477,3	39659,98	25632,01	411516,77	27911,80
39	EPS-6C	552,0	39659,98	38448,02	340851,85	33698,44
40	EPS-6D	533,1	39659,98	38448,02	340851,85	33698,44

Os valores constantes desta tabela foram obtidos a partir das características dos modelos ensaiados por OGUEJIOFOR (1994).

Uma análise de regressão múltipla com os dados da TAB. 5.3 produz os seguintes resultados:

coeficiente de regressão	erro padrão	R <sup>2</sup> ajustado
$B_1 = 3,68$	0,820	0,995
$B_2 = 2,60$	0,345	
$B_3 = 0,13$	0,114	
$B_4 = 6,86 \text{ kN}^{(22)}$	0,497	

A Eq. (4-9) pode então ser escrita na forma:

$$q = 3,68 \sqrt{\frac{h_{sc}}{t_c}} h_{sc} t_{sc} f_c + 2,60 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,13 A_{cc} \sqrt{f_c} + 34,3 \times 10^6 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (5-1)$$

Na TAB. 5.4 são apresentadas as respostas obtidas com a Eq. (4-5) e com a Eq. (5-1). Pode-se observar que as resistências calculadas com a Eq. (5.1) representam, na maioria dos casos, uma aproximação melhor em relação aos valores medidos experimentalmente. Na FIG. 5.23 pode-se observar a resposta das duas equações em relação aos resultados experimentais de OGUEJIOFOR (1994).

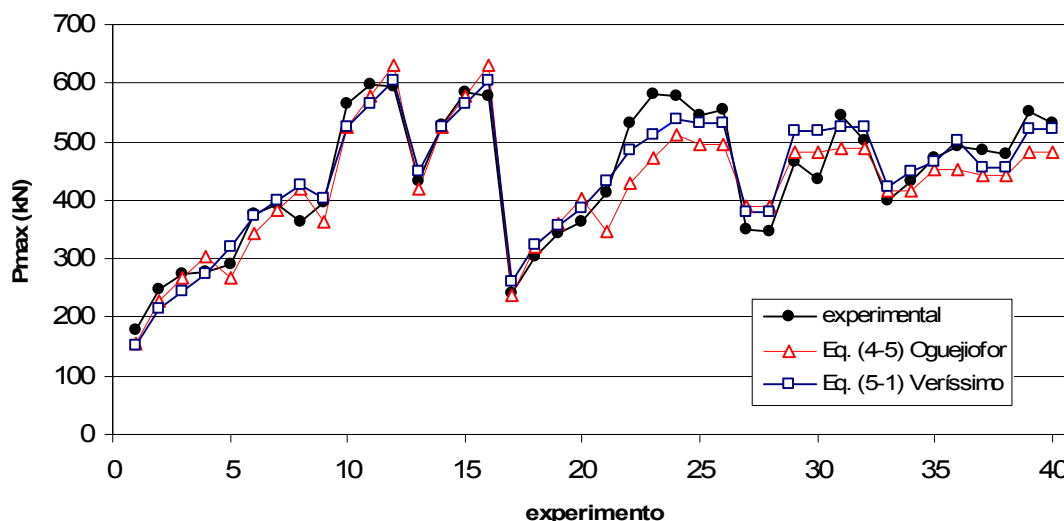


FIGURA 5.23 – Resultados da Eq. (4-5) de Oguejiofor comparados aos da Eq. (5-1) de Verissimo, para o Perfobond.

<sup>22</sup> O coeficiente B4 possui unidade de kN porque a relação  $A_{tr}/A_{cc}$  é um adimensional.

TABELA 5.4 – Comparação de resultados das equações (4-5) e (5-1).

modelo	$q_{test}$ (kN)	$q_{Eq. (4-5)}$ (kN)	$\frac{q_{test}}{q_{Eq. (4-5)}}$	$q_{Eq. (5-1)}$ (kN)	$\frac{q_{test}}{q_{Eq. (5-1)}}$
EB-1	179,4	153,6	1,17	151,4	1,18
EB-2	249,1	229,1	1,09	213,1	1,17
EB-3	274,0	266,8	1,03	243,9	1,12
EB-4	276,5	304,5	0,91	274,7	1,01
EB-5	292,0	268,8	1,09	321,3	0,91
EB-6	375,2	344,2	1,09	372,6	1,01
EB-7	393,6	382,0	1,03	398,7	0,99
EB-8	363,7	419,7	0,87	425,1	0,86
EC-1	396,1	364,3	1,09	404,0	0,98
EC-2	563,0	524,1	1,07	526,0	1,07
EC-3	597,8	577,2	1,04	564,7	1,06
EC-4	595,9	630,3	0,95	603,6	0,99
EC-5	431,0	417,9	1,03	449,6	0,96
EC-6	528,1	524,1	1,01	526,0	1,00
EC-7	584,9	577,2	1,01	564,7	1,04
EC-8	577,9	630,3	0,92	603,6	0,96
ED-1	240,7	237,6	1,01	262,3	0,92
ED-2	304,9	319,8	0,95	324,2	0,94
ED-3	343,8	360,9	0,95	355,4	0,97
ED-4	364,7	402,0	0,91	386,7	0,94
ED-5	413,5	347,3	1,19	432,2	0,96
ED-6	533,1	429,5	1,24	483,8	1,10
ED-7	580,9	470,6	1,23	510,2	1,14
ED-8	577,9	511,7	1,13	537,1	1,08
EPS-1A	543,2	495,1	1,10	530,8	1,02
EPS-1B	554,2	495,1	1,12	530,8	1,04
EPS-2A	349,8	388,3	0,90	378,1	0,93
EPS-2B	345,9	388,3	0,89	378,1	0,91
EPS-3A	464,4	480,4	0,97	518,2	0,90
EPS-3B	435,5	480,4	0,91	518,2	0,84
EPS-4A	544,1	488,9	1,11	525,5	1,04
EPS-4B	502,2	488,9	1,03	525,5	0,96
EPS-5A	398,6	416,4	0,96	423,4	0,94
EPS-5B	432,5	415,6	1,04	449,2	0,96
EPS-5C	471,8	453,0	1,04	466,1	1,01
EPS-5D	493,2	452,1	1,09	502,4	0,98
EPS-6A	485,8	442,0	1,10	456,5	1,06
EPS-6B	477,3	442,0	1,08	456,5	1,05
EPS-6C	552,0	483,4	1,14	520,4	1,06
EPS-6D	533,1	483,4	1,10	520,4	1,02

$q_{test}$  = resistência medida experimentalmente, conforme OGUEJIOFOR (1994).

$q_{Eq. (4-5)}$  = resistência calculada com a Eq. (4-5) proposta por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997).

$q_{Eq. (5-1)}$  = resistência calculada com a Eq. (5-1).



## 5.10 Desempenho dos modelos com pré-laje de concreto pré-fabricada

Nos grupos D1 e D4 da série D, foi utilizada uma placa de ISOPOR no lugar da pré-laje, para simular a pior situação possível, que ocorre quando a pré-laje não contribui de forma alguma para a capacidade da conexão. Nos modelos do grupo D3 adotou-se uma pré-laje real de concreto praticamente encostada no conector (o que raramente ocorre na prática), de forma que não há espaço a ser preenchido pelo concreto entre a pré-laje e o conector. Dessa forma, ficou caracterizado que na faixa correspondente à espessura da pré-laje não haveria qualquer influência do concreto da capa.

Se a aderência entre a pré-laje e o concreto da capa fosse perfeita, o sistema tenderia a se comportar como o modelo com laje maciça. Entretanto, observou-se após os ensaios que os modelos com pré-laje apresentaram desempenho quase idêntico aos modelos com ISOPOR. Esse resultado indica que a aderência entre o concreto da capa e a pré-laje não foi suficiente para proporcionar uma contribuição efetiva desta na capacidade do sistema. Presume-se que esse comportamento ocorreu porque as pré-lajes usadas nos modelos não haviam sido armadas. De qualquer forma, esse resultado é conservador, pois corresponde à pior situação que poderia ocorrer na prática, qual seja, de a pré-laje não contribuir absolutamente para a resistência do sistema.

Na FIG. 5.24 pode-se observar o comportamento da pré-laje e sua influência. As resistências obtidas para os modelos D3 ficaram bem próximas dos valores para os modelos com ISOPOR e inferiores aos resultados para modelos com laje maciça. Isso indica que a aderência entre a pré-laje e a laje não foi suficiente para garantir uma solidarização tal que influenciasse significativamente na capacidade última da conexão. A média da resistência última dos três modelos do grupo D5 (com laje maciça) foi de 362,4 kN. A resistência média dos 3 modelos com pré-laje de 30 mm foi de 313,1 kN, enquanto a média dos 3 modelos com ISOPOR de 30 mm foi de 312,8 kN, praticamente o mesmo valor.

Como era esperado, os modelos com ISOPOR de 45 mm apresentaram resistência média (291,4 kN) inferior à dos modelos com ISOPOR de 30 mm (FIG. 5.24). Neste

caso, como a espessura efetiva de concreto é menor (apenas 105 mm), a área frontal do conector em contato direto com a laje e a área de concreto ao cisalhamento ficam reduzidas em relação aos modelos D1, com conseqüente reflexo na resistência final.

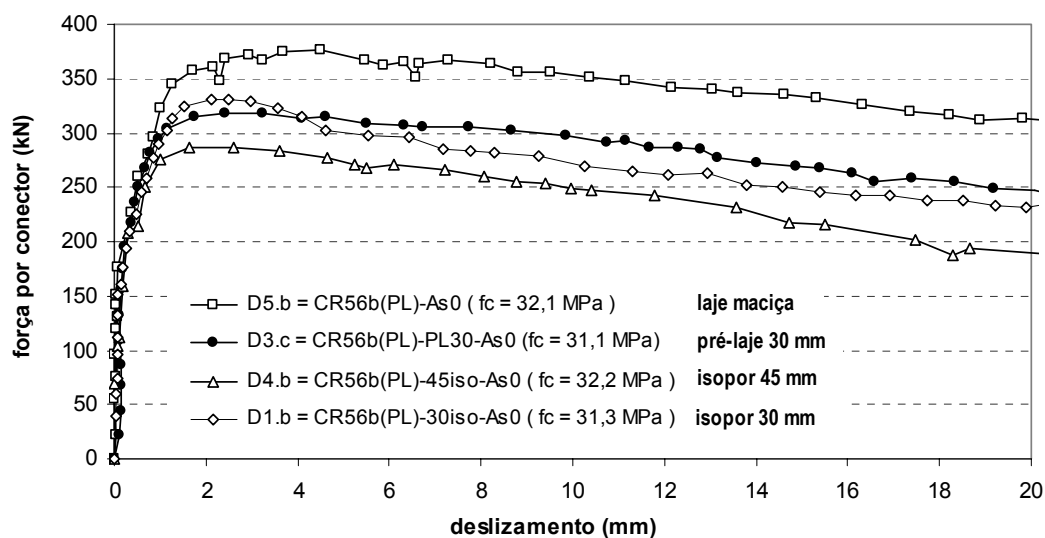


FIGURA 5.24 – Curvas força-deslizamento para modelos da série D, com conector CR56b-PL.

No tocante à ductilidade, os modelos com pré-laje apresentaram um comportamento intermediário entre os modelos com ISOPOR e os com laje maciça, como pode ser verificado observando-se os deslocamentos médios na TAB. 3.13.

As rigidezes dos modelos com pré-laje e com ISOPOR são muito similares, tanto no estado de serviço quanto na fase pós-pico, indicando que a presença ou a ausência da pré-laje não tem influência importante nesse quesito (FIG. 5.24).

## 5.11 Análise da resistência do Crestbond

### 5.11.1 Influência de cada parcela de resistência

Conforme comentado na seção 5.3, a resistência última do Crestbond decorre de quatro fenômenos observados: a resistência frontal do conector, o corte dos pinos de concreto nas aberturas do conector, o cisalhamento longitudinal da laje na linha do conector e o

efeito da armadura. Com base nessa hipótese foi definida a Eq. (4-11), cujos termos encontram-se identificados a seguir.

$$q = 1,96 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + 2,72 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,07 A_{cc} \sqrt{f_c} + 1,79 \times 10^7 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad \text{Eq. (4-11)}$$

↓

$F_f$

força frontal de  
compressão

↓

$A_{cd}$

cisalhamento dos  
pinos de concreto

↓

$A_{cc}$

cisalhamento  
da laje

↓

$A_{tr}$

efeito da  
armadura

Usando a Eq. (4-11), estimou-se a capacidade do Crestbond com algumas configurações, a fim de avaliar a contribuição de cada parcela na resistência final da conexão. Na TAB. 5.5 estão listadas as características admitidas para as estimativas. Nos testes 1 a 4 existe armadura passante, enquanto nos testes 5 e 6, não.

TABELA 5.5 – Características dos modelos admitidas nos testes 1 a 6.

	conector	$f_c$ MPa	$L_c$ mm	$t_c$ mm	$L_{sc}$ mm	$h_{sc}$ mm	$t_{sc}$ mm	$D$ mm	$n$	$A_{tr}$ mm <sup>2</sup>
Teste 1	CR56b-R12-As10	30	650	150	413,36	81,2	12,5	56	3	942,48
Teste 2	CR56b-R12-As10	35	650	150	413,36	81,2	12,5	56	3	942,48
Teste 3	CR60-R10-As10	30	650	150	378	93	12,5	60	3	942,48
Teste 4	CR60-R10-As10	35	650	150	378	93	12,5	60	3	942,48
Teste 5	CR56b-R12-As0	30	650	150	413,36	81,2	12,5	56	3	471,24
Teste 6	CR60-R10-As0	30	650	150	378	93	12,5	60	3	471,24

Uma outra simulação foi feita, considerando-se conectores armados (com barras passando por dentro das aberturas), na qual variou-se a resistência do concreto para avaliar sua influência no comportamento de cada parcela da resistência. As características admitidas para os modelos são apresentadas na TAB. 5.6.

TABELA 5.6 – Características dos modelos admitidas nos testes 7 a 16.

	conector	$f_c$ MPa	$L_c$ mm	$t_c$ mm	$L_{sc}$ mm	$h_{sc}$ mm	$t_{sc}$ Mm	$D$ mm	$n$	$A_{tr}$ mm <sup>2</sup>
Teste7	CR56b-R12-As10	30,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste8	CR56b-R12-As10	32,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste9	CR56b-R12-As10	34,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste10	CR56b-R12-As10	36,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste11	CR56b-R12-As10	38,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste12	CR56b-R12-As10	40,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste13	CR56b-R12-As10	42,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste14	CR56b-R12-As10	44,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste15	CR56b-R12-As10	46,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48
Teste16	CR56b-R12-As10	48,0	650	100	413	90	12,5	56	3	942,48

Os resultados são apresentados na TAB. 5.7, com a contribuição de cada parcela expressa em percentuais da resistência global. Percebe-se que a menor contribuição é a do cisalhamento da laje. A armadura tem uma influência preponderante, e o efeito de pino é responsável por mais de um terço da capacidade da conexão.

Nos modelos com conector armado, a resistência à compressão frontal ( $F_f$ ) é responsável por uma parcela de 11 a 21% da resistência última do conector. O efeito de pino contribui com cerca de 35 a 40% da capacidade da conexão. O cisalhamento da laje contribui com cerca de 3 a 7% da resistência total. E a armadura contribui com 38 a 46% da resistência total. Cabe lembrar que essa armadura inclui os ferros por dentro e por fora do conector.

Nos modelos sem armadura passante (com armadura apenas por fora do conector), a contribuição da parcela relativa ao cisalhamento dos pinos de concreto é maior, chegando a 45% da resistência última da conexão. Ressalta-se que essas parcelas podem variar dependendo, dentre outros fatores, das dimensões do conector, bem como da relação entre a altura do conector e a espessura da laje.

TABELA 5.7 – Contribuição de cada parcela na resistência última do conector.

	$q_u$ kN	$F_f$ kN	$A_{cd}$ kN	$A_{cc}$ kN	$A_{tr}$ kN	$F_f$ % $q_u$	$A_{cd}$ % $q_u$	$A_{cc}$ % $q_u$	$A_{tr}$ % $q_u$	total
Teste1	389,9	43,91	140,16	27,35	178,50	11%	36%	7%	46%	100%
Teste2	410,7	51,23	151,39	29,54	178,50	12%	37%	7%	43%	100%
Teste3	420,4	53,82	160,90	27,16	178,50	13%	38%	6%	42%	100%
Teste4	458,3	68,18	181,09	30,56	178,50	15%	40%	7%	39%	100%
Teste5	329,4	43,91	140,16	27,35	117,93	13%	43%	8%	36%	100%
Teste6	384,7	62,79	173,79	29,33	118,76	16%	45%	8%	31%	100%
Teste7	394,9	62,76	140,16	13,50	178,50	16%	35%	3%	45%	100%
Teste8	404,1	66,94	144,76	13,95	178,50	17%	36%	3%	44%	100%
Teste9	413,2	71,12	149,21	14,38	178,50	17%	36%	3%	43%	100%
Teste10	422,1	75,31	153,54	14,79	178,50	18%	36%	4%	42%	100%
Teste11	430,9	79,49	157,75	15,20	178,50	18%	37%	4%	41%	100%
Teste12	439,6	83,67	161,84	15,59	178,50	19%	37%	4%	41%	100%
Teste13	448,2	87,86	165,84	15,98	178,50	20%	37%	4%	40%	100%
Teste14	456,6	92,04	169,74	16,35	178,50	20%	37%	4%	39%	100%
Teste15	465,0	96,22	173,56	16,72	178,50	21%	37%	4%	38%	100%
Teste16	473,3	100,41	177,29	17,08	178,50	21%	37%	4%	38%	100%

Na FIG. 5.25 pode-se observar como cada parcela de resistência se comporta à medida que a resistência do concreto varia.

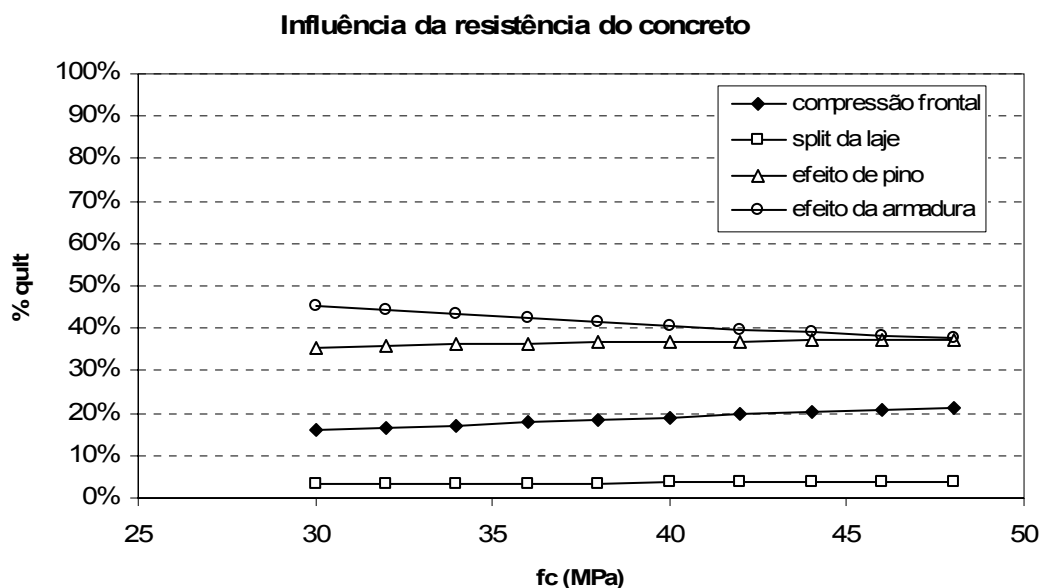


FIGURA 5.25 – Influência da resistência do concreto nas parcelas que compõem a capacidade global da conexão com Crestbond.

### 5.11.2 Comparação com o stud

Em concretos com resistência da ordem de 30 MPa, o colapso de uma conexão com *stud* é governado pela falha do conector. Neste caso, a capacidade do conector é dada pela expressão abaixo, que representa a resistência ao corte do pino<sup>23</sup>:

$$q_u = A_{cs} f_u = 2,835 \text{ cm}^2 \times 41,5 \text{ kN/cm}^2 = 117,65 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Na TAB. 5.8 as resistências obtidas para o Crestbond nos testes 1 a 16 são comparadas à de um *stud* de 19 mm.

TABELA 5.8 – Resistência do Crestbond comparada à de um stud de 19 mm.

	conector	$f_c$ MPa	$q_u$ CR kN	$q_u$ stud kN	$\frac{q_u \text{ CR}}{q_u \text{ stud}}$
Teste1	CR56b-R12-As10	30,0	389,9	117,65	3,3
Teste2	CR56b-R12-As10	35,0	410,7	117,65	3,5
Teste3	CR60-R10-As10	30,0	420,4	117,65	3,6
Teste4	CR60-R10-As10	38,0	458,3	117,65	3,9
Teste5	CR56b-R12-As0	30,0	329,4	117,65	2,8
Teste6	CR60-R10-As0	35,0	384,7	117,65	3,3
Teste7	CR56b-R12-As10	30,0	394,9	117,65	3,4
Teste8	CR56b-R12-As10	32,0	404,1	117,65	3,4
Teste9	CR56b-R12-As10	34,0	413,2	117,65	3,5
Teste10	CR56b-R12-As10	36,0	422,1	117,65	3,6
Teste11	CR56b-R12-As10	38,0	430,9	117,65	3,7
Teste12	CR56b-R12-As10	40,0	439,6	117,65	3,7
Teste13	CR56b-R12-As10	42,0	448,2	117,65	3,8
Teste14	CR56b-R12-As10	44,0	456,6	117,65	3,9
Teste15	CR56b-R12-As10	46,0	465,0	117,65	4,0
Teste16	CR56b-R12-As10	48,0	473,3	117,65	4,0

Nos testes 7 a 16 considerou-se uma laje de 10 cm de espessura. Os resultados obtidos indicam que:

- em concretos com  $30 \text{ MPa} \leq f_c \leq 35 \text{ MPa}$ , conectores CR56b ou CR60 armados substituem aproximadamente 3,5 *studs* de 19 mm;
- num concreto com  $f_c = 40 \text{ MPa}$ , um conector CR60 substitui 4 *studs* de 19 mm;
- em concretos com  $30 \text{ MPa} \leq f_c \leq 35 \text{ MPa}$ , os conectores CR56b ou CR60 sem armadura passante substituem aproximadamente 3 *studs* de 19 mm.

<sup>23</sup> Resistência do *stud* admitindo aço ASTM A-108.

Simplificadamente, com base nesses resultados pode-se dizer que um Crestbond sem armadura passante, com 3 aberturas proporcionais a diâmetros entre 50 e 60 mm, propicia resistência equivalente à de 3 *studs* de 19 mm.

Admitindo-se que, para um CR56b sem armadura passante cada abertura do conector (cada pino de concreto) equivale a um *stud* de 19 mm, pode-se inferir que se for colocado um CR56b contínuo sobre a viga, ter-se-á uma situação similar à de uma fileira de *studs* dispostos com espaçamento de 12 cm. Cabe lembrar que a distância entre centros de furos no CR56b é de exatos 12 cm, que corresponde, aproximadamente, ao espaçamento longitudinal mínimo permitido para os *studs*. Na prática, porém, não raro ocorrem situações em que são necessárias duas linhas de *studs*. Em casos assim, para conseguir resistência equivalente com um CR56b seria necessário aplicar dois conectores em paralelo, como mostrado na FIG. 4.8.

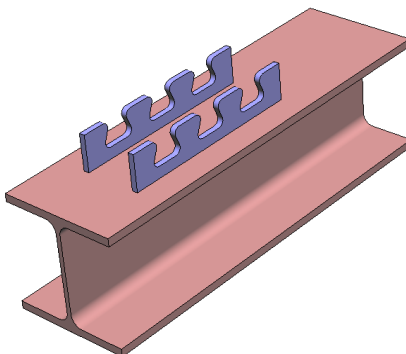


FIGURA 5.26 – Dois Crestbond em paralelo sobre um perfil metálico.

### 5.11.3 Comparação com o Perfobond

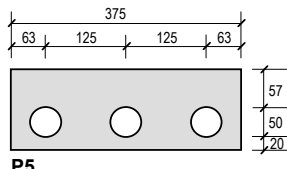
Não é possível comparar diretamente as resistências obtidas para o Crestbond neste trabalho com as que OGUEJIOFOR (1994) obteve para o Perfobond, em virtude das diferenças entre os modelos. Há diferenças na geometria e nas resistências dos materiais. Por exemplo, embora as lajes dos modelos de ambos os autores tenham 150 mm de espessura, o Perfobond quase sempre possui altura de 127 mm, contra



apenas 81,2 mm do Crestbond que, conseqüentemente, possui menor área frontal e maior excentricidade. Para comparar as resistências dos dois conectores é necessário compatibilizar as características geométricas e físicas dos modelos.

Na TAB. 5.9 são apresentadas as características de alguns modelos com Perfobond ensaiados por OGUEJIOFOR (1994). Nesses modelos não havia armadura passante, embora houvesse armadura por fora do conector. A resistência experimental média para  $f_c$  na faixa de 27 MPa foi de aproximadamente 545 kN.

TABELA 5.9 – Resultados de ensaios com Perfobond tipo P5 sem armadura passante (OGUEJIOFOR, 1994).

Comprimento das lajes: $L_c = 712$ mm Espessura das lajes: $t_c = 152$ mm Comprimento dos conectores: $L_{sc} = 376$ mm Espessura dos conectores: $t_{sc} = 12,7$ mm Área de armadura transversal: $A_{tr} = 448,1$ mm <sup>2</sup>					
<b>modelo</b>	<b><math>f_c</math></b> (MPa)	<b><math>q_{utest}</math></b> (kN)	<b><math>h_{sc}</math></b> (mm)		
EPS-1A	27,5	543,2	127	$q_{utest}$ médio = 545 kN $f_c$ médio = 26,75 MPa	
EPS-1B	27,5	554,2	127		
EPS-4A	26,9	544,1	127		
EPS-6C	26,3	552,0	127		
EPS-6D	26,3	533,1	127		
EC-3	41,4	597,8	127	$q_{utest}$ médio = 591 kN $f_c$ médio = 41,4 MPa	
EC-7	41,4	584,9	127		

Utilizando a Eq. (4-11) para estimar a resistência de um CR56b com 127 mm de altura, num concreto de 27 MPa, obtém-se um valor de 390 kN, que corresponde a aproximadamente 70% da resistência do Perfobond em condições similares, mostrado na TAB. 5.9.

Utilizou-se a Eq. (5.1) para estimar a resistência do Perfobond em dez casos fictícios, similares àqueles da TAB. 5.6 com o Crestbond. As características admitidas estão listadas na TAB. 5.10.

TABELA 5.10 – Características dos modelos admitidas nos testes 17 a 26.

	conector	$f_c$ MPa	$L_c$ mm	$t_c$ mm	$L_{sc}$ mm	$h_{sc}$ mm	$t_{sc}$ Mm	$D$ mm	$n$	$A_{tr}$ mm <sup>2</sup>
Teste17	PB50-3F-As11	30,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste18	PB50-3F-As11	32,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste19	PB50-3F-As11	34,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste20	PB50-3F-As11	36,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste21	PB50-3F-As11	38,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste22	PB50-3F-As11	40,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste23	PB50-3F-As11	42,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste24	PB50-3F-As11	44,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste25	PB50-3F-As11	46,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300
Teste26	PB50-3F-As11	48,0	650	100	375	90	12,5	50	3	300

Na TAB. 5.11 são apresentados os resultados dos testes 17 a 26 com um Perfobond com três furos de 50 mm, na qual podem-se observar os percentuais com que cada parcela de resistência contribui para a capacidade total da conexão.

Na TAB. 5.12 os resultados apresentados confirmam que o Crestbond apresenta resistência cerca de 20 a 30% inferior à do Perfobond .

TABELA 5.11 – Contribuição de cada parcela na resistência última do Perfobond.

	$q_u$ kN	$F_f$ kN	$A_{cd}$ kN	$A_{cc}$ kN	$A_{tr}$ kN	$F_f$ % $q_u$	$A_{cd}$ % $q_u$	$A_{cc}$ % $q_u$	$A_{tr}$ % $q_u$	total
Teste17	560,7	119,7	106,8	23,6	310,6	21,3%	19,0%	4,2%	55,4%	100%
Teste18	573,0	127,7	110,3	24,4	310,6	22,3%	19,3%	4,3%	54,2%	100%
Teste19	585,1	135,7	113,7	25,1	310,6	23,2%	19,4%	4,3%	53,1%	100%
Teste20	597,1	143,7	117,0	25,8	310,6	24,1%	19,6%	4,3%	52,0%	100%
Teste21	609,0	151,6	120,2	26,5	310,6	24,9%	19,7%	4,4%	51,0%	100%
Teste22	620,8	159,6	123,3	27,2	310,6	25,7%	19,9%	4,4%	50,0%	100%
Teste23	632,5	167,6	126,4	27,9	310,6	26,5%	20,0%	4,4%	49,1%	100%
Teste24	644,1	175,6	129,3	28,6	310,6	27,3%	20,1%	4,4%	48,2%	100%
Teste25	655,7	183,6	132,3	29,2	310,6	28,0%	20,2%	4,5%	47,4%	100%
Teste26	667,1	191,5	135,1	29,8	310,6	28,7%	20,3%	4,5%	46,6%	100%

TABELA 5.12 – Resistência do Crestbond comparada à de um Perfobond.

	conector	$f_c$ MPa	$q_u$ CR kN	$q_u$ PB kN	$\frac{q_u \text{ CR}}{q_u \text{ PB}}$
Teste17	PB50-3F-As11	30,0	394,9	560,7	0,74
Teste18	PB50-3F-As11	32,0	404,1	573,0	0,71
Teste19	PB50-3F-As11	34,0	413,2	585,1	0,71
Teste20	PB50-3F-As11	36,0	422,1	597,1	0,71
Teste21	PB50-3F-As11	38,0	430,9	609,0	0,71
Teste22	PB50-3F-As11	40,0	439,6	620,8	0,71
Teste23	PB50-3F-As11	42,0	448,2	632,5	0,71
Teste24	PB50-3F-As11	44,0	456,6	644,1	0,71
Teste25	PB50-3F-As11	46,0	465,0	655,7	0,70
Teste26	PB50-3F-As11	48,0	473,3	667,1	0,70

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1 Considerações finais

Apresenta-se neste trabalho o desenvolvimento de um conector de cisalhamento, denominado Crestbond, constituído por uma chapa plana de aço com dentes trapezoidais de cantos arredondados. Esse desenvolvimento envolveu o projeto do conector e o estudo do seu comportamento estrutural, incluindo a definição de uma equação semi-empírica para o cálculo da sua resistência.

Foi realizado um programa experimental, composto por 41 ensaios *push-out*, dividido em três etapas. Na primeira, foram avaliados diversos aspectos qualitativos da conexão, em função de variações na geometria do primeiro protótipo e na taxa de armadura. Foram feitos ajustes na geometria e concebeu-se um segundo protótipo, cujo comportamento foi caracterizado na segunda etapa. Na terceira etapa estudou-se o desempenho de uma versão especial do referido conector, para aplicação em sistemas de piso mistos com pré-laje de concreto. Os resultados obtidos demonstraram que o Crestbond apresenta comportamento estrutural adequado, caracterizado por alta rigidez para cargas de serviço e grande ductilidade em estado limite último.

Os resultados experimentais obtidos evidenciaram diversos aspectos importantes sobre o comportamento do Crestbond em relação ao que se observa nas conexões com os conectores *stud* e Perfobond. Esses aspectos dizem respeito a modo de ruptura, carga máxima aplicada durante o ensaio e capacidade de deformação da conexão.

Constatou-se que a relação entre a altura total do conector e a espessura da laje, que determina a excentricidade do conector, tem influência importante no comportamento da conexão. Quanto menor essa excentricidade, melhor o desempenho do conector.

A colocação de barras de armadura passando por dentro das aberturas no conector melhora seu desempenho, tanto quanto à resistência última como à ductilidade.

A partir da observação dos modos de colapso ocorridos nos ensaios, constatou-se que a capacidade da conexão com Crestbond decorre da ação sistêmica dos seguintes fatores: a resistência ao cisalhamento longitudinal da laje de concreto; a resistência frontal do conector (se ele for descontínuo); o corte dos pinos de concreto e o efeito da armadura transversal.

Quando a conexão é mobilizada, o concreto confinado dentro das aberturas do conector rompe por cisalhamento em dois planos de corte. Esse efeito de pino responde por uma fração significativa da capacidade da conexão.

Foram testados três protótipos do conector Crestbond: um mais dúctil, outro mais rígido e um terceiro próprio para utilização em sistemas de piso com pré-laje de concreto. Todos os três apresentaram desempenho satisfatório e comportamento estrutural muito similar.

Propôs-se uma equação para o cálculo da resistência do Crestbond, que incorpora aspectos adicionais em relação ao modelo sugerido por OGUEJIOFOR e HOSAIN (1997) para o Perfobond, a saber: a excentricidade do conector, a influência da pré-laje e a forma de considerar o efeito da taxa de armadura transversal. A equação apresenta

boa concordância com os resultados experimentais e aplica-se a qualquer uma das três versões do conector estudadas, com as seguintes restrições: as aberturas no conector devem ser proporcionais a diâmetros entre 40 e 60 mm; a espessura da chapa do conector deve estar na faixa  $12 \text{ mm} \leq t_{sc} \leq 12,5 \text{ mm}$ ; o concreto deve ter resistência entre 25 e 50 MPa.

Foi feita uma modelagem do problema da resistência do Crestbond com redes neurais artificiais (RNA), obtendo-se bons resultados. Uma RNA do tipo Perceptron Multicamada treinada com os dados experimentais, com apenas cinco neurônios em uma camada oculta, é capaz de prever a resistência do conector com boa precisão.

Os conectores Crestbond apresentam várias vantagens em relação aos conectores *stud*: são facilmente produzidos em qualquer fábrica de estruturas metálicas; podem assumir diferentes tamanhos e formas; são facilmente soldados ao perfil metálico, sem necessidade de equipamentos especiais; a solda pode ser efetuada tanto na obra como na fábrica. Em termos de capacidade de carga, o Crestbond propicia resistência similar à obtida com grupos de *studs*.

Em relação ao Perfobond, o Crestbond apresenta como vantagens os furos abertos (que facilitam a disposição das barras de armadura) e deslizamento característico médio superior a 6,0 mm, podendo ser classificado como um conector dúctil segundo a EN 1994-1-1:2004

Os resultados obtidos evidenciam que a escolha de um determinado tipo de conector deve levar em consideração as diferenças de comportamento e uma avaliação das vantagens e desvantagens do seu emprego. Estes aspectos terão implicação direta na resposta do elemento estrutural para o qual o conector é dimensionado e no tipo de carregamento a que este estará sujeito durante a sua vida útil.

## 6.2 Recomendações e sugestões para estudos posteriores

Os resultados apresentados neste trabalho mostram que o Crestbond é um conector de cisalhamento viável para utilização em elementos estruturais mistos de aço e concreto. A investigação conduzida não é exaustiva e há a necessidade de continuar a pesquisa sobre o desempenho do Crestbond. É recomendável que um fator de segurança apropriado seja aplicado à equação proposta para estimar a resistência do conector, antes de efetivamente utilizá-la para dimensionamento.

Vários temas e questões se levantam em função do estudo realizado. Todos os experimentos com o Crestbond realizados até agora consideraram conectores com três aberturas. Nesses experimentos sempre há três pinos de concreto trabalhando, e a resistência frontal do conector sempre existe. Sugere-se a execução de outros ensaios, variando-se o número de aberturas e eliminando-se a resistência frontal, de modo a permitir uma avaliação mais acurada do desempenho dos pinos de concreto e verificar a resposta da equação de resistência proposta no Capítulo 4.

Embora neste trabalho tenha ficado evidente que a excentricidade do conector influencia na resistência última, a faixa em que a excentricidade variou nos experimentos realizados foi restrita, cabendo portanto um estudo mais aprofundado do seu efeito. Para isso seria interessante fazer alguns ensaios adicionais com modelos similares, admitindo-se as duas seguintes características: a) variar a altura do conector em modelos com lajes de espessura constante; b) variar a espessura da laje mantendo constante a altura do conector. Dessa forma, produz-se variações não apenas da excentricidade do conector mas também da área de concreto ao cisalhamento e da taxa de armadura transversal.

Um outro estudo necessário é avaliar o comportamento do Crestbond por meio de ensaios em modelos de vigas, que podem conduzir a constatações relevantes sobre o comportamento do conector.

Os resultados da série A parecem demonstrar que os modelos com raio de curvatura dos cantos dos dentes  $R = 10$  mm tiveram desempenho melhor do que os modelos com  $R = 12,5$  mm. Todavia os resultados da série A são inconclusivos para assegurar que esse fenômeno é de fato como se esperava. Seria necessário fazer novos ensaios para confirmar essa hipótese. Modificações no raio dos cantos alteram a forma do dente trapezoidal, o que pode implicar em mudança nas condições de confinamento do concreto dentro das aberturas, com conseqüências sobre a resistência última.

Embora USHIJIMA (2001) afirme que o comportamento do Perfobond não seja promissor para chapas com espessura abaixo de 10 mm, seria interessante avaliar o comportamento do Crestbond confeccionado com chapas de espessura menor do que 12,5 mm. Uma bateria de ensaios com modelos contendo diferentes espessuras de chapa (e.g. 8 mm; 9,5 mm; 12,5 mm) pode fornecer informação útil para o ajuste de uma RNA mais poderosa do que a obtida com os dados deste trabalho, além de possibilitar a verificação da equação de resistência nessas condições.

Um outro ponto a estudar é o comportamento do conector CR56b-PL em modelos com pré-laje armada. Nos modelos testados na série D deste trabalho, utilizou-se pré-lajes de concreto sem armadura. Supõe-se, com base em outros estudos, que modelos com pré-lajes armadas apresentariam desempenho superior. Isso pode ser verificado experimentalmente.

Um outro estudo importante que se faz necessário é a elaboração de um modelo numérico para simular o comportamento do Crestbond pelo Método dos Elementos Finitos. Esse modelo possibilitaria a execução de estudos paramétricos, permitindo variar diversos parâmetros da geometria do conector e observar sua influência com custos inferiores aos exigidos por um programa experimental. Com os resultados obtidos, seria possível confirmar a equação de resistência ou recalibrá-la para outras condições de utilização.

Ficou evidente que cada pino virtual de concreto num conector Crestbond contribui para a capacidade da conexão com uma parcela de resistência aproximadamente equivalente



à de um *stud* de 19 mm. Como na prática não é incomum ser necessário dispor duas linhas de *studs* sobre uma viga mista, seria interessante estudar o comportamento de dois Crestbonds dispostos em paralelo. Nessa condição é muito provável que haja sobreposição dos campos de tensões e, em consequência disso, a resistência de dois conectores pode não ser simplesmente o dobro da resistência de um conector isolado.

Finalmente, é necessário investigar o desempenho do conector sob carregamentos dinâmicos. Até aqui, todos os ensaios com o Crestbond foram realizados com carregamento estático. Na prática porém, podem ocorrer casos em que a laje estará sujeita a ciclos de carregamento e descarregamento, nos quais a totalidade da sobrecarga pode ser atingida, como no caso de uma laje de um edifício de estacionamento. Um aspecto ainda por estudar é até que ponto essa situação pode conduzir a uma degeneração progressiva da conexão. Uma forma de avaliar esse problema seria fazer uma série de ensaios *push-out* em que uma fração da carga é aplicada lentamente, seguida de descarregamento. Repetindo-se esse procedimento um determinado número de vezes, seria possível avaliar se a rigidez do sistema se mantém e detectar o surgimento de dano interno na laje de concreto.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS, “Standard Specifications for Highway Bridges”, 7th edition, Washington, D.C., 1957.

ABNT, NBR 5738 “*Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT, NBR 5739 “*Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1994.

ABNT, NBR 6118 “*Projeto de Estruturas de Concreto*”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2001.

ABNT, NBR 8522 “*Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação*”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT, NBR 8800 “*Projeto e Execução de Estruturas de Edifícios*”, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1986.

AISC. *Load and Resistance Factor Design: Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago: American Institute of Steel Construction, Chicago, 1986.

ANSI/AISC 360-05, *Specification for structural steel buildings*: American Institute of Steel Construction, Chicago, 2005.

ALVA, G.M.S. *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

ASCE, Tentative Recommendations for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings, Progress Report of the Joint ASCE-ACI Committee on Composite Construction, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 85, No. ST12, Proc. Paper 2692, December, 1960.

BELLMAN, R. *Adaptive Control Processes: a Guided Tour*, Princeton, NJ: Princeton University Press, 1961.

BISHOP, C. *Neural Networks for Pattern Recognition*. Oxford: University Press, 1995.

BRAGA, A. P.; CARVALHO, A. C. P. L.; LUDERMIR, T. B. *Redes Neurais Artificiais: teoria e aplicações*, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 2000.

CHIEN, E.Y.L. and RITCHIE, J.K. *Design and construction of composite floor systems*. Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Ontario, 1984.

CEN, EN 1994-1-1:2004: *Design of composite steel and concrete structures*. European Committee for Standardization (CEN), 2004.

CRISINEL, M. *New system of connection with non-welded shear connectors*. Proceedings of the ASCE/IABSE Engineering Foundation Conference on Composite Construction, Henniker, New Hampshire, pp. 636-645, 1987.

CSA. *Steel structures for buildings – limit states design*. CAN3-S16.1-M84, Rexdale, Ontario: Canadian Standards Association, 1984.

CULVER, C.; COSTON, R., Tests of Composite Beams with Stud Shear Connectors, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 87, No. ST2, Proc. Paper 2742, February, 1961.

DAVIES, C.; Small-scale push-out tests on welded stud shear connectors, *Concrete*, London, 1967.

DAVIES, C.; Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors, *Structural Engineer*, Vol.47(1), 29-40, 1969.

FAHLMAN, S.E. *Faster-learning variations on back-propagation: an empirical study*. In D. Touretzky, G.E. Hinton and T.J. Sejnowski (Eds.), Proceedings of the 1988 Connectionist Models Summer School, 38-51. San Mateo, CA: Morgan Kaufmann.

FAKURY, R. H.; RODRIGUES, F. C.; PAES, J. L. R.; VERÍSSIMO, G. S.; “Desenvolvimento e estudo do comportamento estrutural de um novo conector de cisalhamento para estruturas mistas de aço e concreto”, Relatório Final do Projeto de Pesquisa TEC 345/04, FAPEMIG, UFMG, Belo Horizonte-MG, 2007

FAUSETT, L. *Fundamentals of Neural Networks*. New York: Prentice Hall, 1994.

FERREIRA, L. T. S. *Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações*, Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2000.

GALJAARD, H.; WALRAVEN, J.C. *Static tests on various types of shear connectors for composite structures*, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1313-1322, 2001.

GHAVAMI, K. Ultimate load behaviour of flexible and rigid connectors in composite beams. *Journal Construction Steel Research*, v.46, p.208-210, 1998.

GOPALARATNAM, V. S.; SHAH, S. P.; Softening response of plain concrete in direct tension. *Journal os American Concrete Institute*, May-June, p.310-323, 1995.

HAYKIN, S. *Neural Networks: A Comprehensive Foundation*. New York: Macmillan Publishing, 1994.

HAYKIN, S. *Redes Neurais – princípios e prática*. Editora Bookman, 2ª. edição, Porto Alegre, Brasil, 2001.

HEGGER, J.; SEDLACEK, G.; DÖINGHAUS, P.; TRUMPF, H. *Studies on the ductility of shear connectors when using high-strength concrete*, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1024-1045, 2001.

HILTI. Catálogo de produtos. 2000.

HOPFIELD, J. J. Neural Networks and physical systems with emergent collective computational abilities, Proceedings of the National Academy of Sciences, USA, vol. 79, pp.2554-2558, 1982.

JACOBS, R.A. *Increased rates of convergence through learning rate adaptation*. Neural Networks 1 (4), 295-307, 1988.

JAYAS, B. S.; HOSAIN, M.U. Behavior of headed shear studs in composite beams: push-out tests, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15(1): 240-253, 1998.

JOHNSON R. P. Research on steel concrete composite beams. *ASCE Journal of Structural Division*, 96(ST3):445–59, 1970.

JOHNSON, R. P. *Composite Structures of Steel and Concrete – Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*. Vol.1, 2<sup>nd</sup> edition, Oxford (UK): Blackwell Science Ltd., 1994.

JOHNSON, R. P.; ANDERSON, D. Designers' Handbook to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Eurocode Design Handbooks series, Telford, 1993.

JOHNSON, R. P., OEHLERS, D. G. *Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams*. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 73, pp.989-1021, 1981.

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

KRAUS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels, *IABSE*, Innsbruck, pp. 133-138, 1997a.

KRAUS, D.; WURZER, O.; Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Dowels, *Computer & Structures*, Vol. 64, No. 5/6, pp. 1271-1279, 1997b.

KULLMAN, R. B. Shear capacity of stub-girders, M.Sc. thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1987.

LEHIGH UNIV. LAB. Report of Tests of Composite Steel and Concrete Beams, Fritz Engrg. Lab. Report, Lehigh Univ., Bethlehem, Pensilvania, 1943.

LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures). *Beton und Stahlbetonbau*, Berlim, No. 12, pp. 325-331, 1987.

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

MALITE, M. *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. São Carlos. 253p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993.

MARTINEZ CALZON, J.; ORTIZ HERRERA, J. *Construccion Mixta Hormigon-Acero*, Madrid: Editora Rueda, 1978.

MEDBERRY, S. B.; SHAHROOZ, B. M. Perfobond Shear Connector for Composite Construction, *AISC Engineering Journal*, Chicago, 2002-1, pp.2-12, 2002.

METFORM. *Steel Deck MF-75 - Noções de Utilização e Dimensionamento*, Betim-MG: Metform, 1997.

MOORE, W.P. An overview of composite construction in the United States. *Proceedings of the ASCE/IABSE Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete*, Henniker, New Hampshire, 1-17, 1987

NISHIDO, T.; FUJII, K.; ARIYOSHI, T. Slip behavior of Perfobond rib shear connectors and its treatment in FEM. In: Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, *Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV*, Banff, Alberta, Canada, 2000, pp. 379-390.

NP EN 206-1:2005 Betão Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade. Versão portuguesa da norma europeia EN 206-1:2000 + A1:2004, Instituto Português de Qualidade, 2005.

OGUEJIOFOR, E. C. *Behaviour of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1990.

OGUEJIOFOR, E. C. *Perfobond rib shear connectors for composite beams*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Behavior of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.19, p.224-235, 1992.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. A parametric study of Perfobond rib shear connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.21, p.614-625, 1994.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Tests of full-size composite beams with Perfobond rib connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.22, p.80-92, 1995.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Numerical analysis of push-out specimens with Perfobond rib connectors, *Computer and Structures*, Vol. 62, No. 4, p.617-624, 1997.

OEHLERS, D. J.; "Splitting induced by shear connectors in composite beams", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 115(2), 341-362, 1989.

OEHLERS, D. G.; JOHNSON, R. P. The strength of stud shear connectors in composite beams. *The Structural Engineer*, 65-2, pp.44-48, 1987.

OEHLERS, D. J.; PARK, S. M.; "Shear connectors in composite beams with longitudinally cracked slabs", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 118(8), 2004-2022, 1992.

OLIVEIRA, L. A. F.; Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

OLLGAARD, J. G.; SLUTTER, R. C.; FISHER, J. W.; Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete, *American Institute of Steel Construction Engineering Journal*, 8(2), pp.55-64, 1971.

OWENS, G., WOOD, A. Worldwide use of steel in construction: strategies for growth, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46, p.1-3, 1998.

OWENS, G. State of the art report: basic problems, design concepts and codification of steel and composite structures. *Journal of Constructional Steel Research*, v.55, p.7-27, 2000.

PATTERSON, D. *Artificial Neural Networks*. Singapore: Prentice Hall, 1996.

POOT, S. *Perfobond connection and tests*, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1095-1104, 2001.

QUDDUSI, F. *Behaviour of slotted and flexible Perfobond rib shear connectors*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. *Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto*, Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001.

RILEM (1975), *CPC8 Modulus of elasticity of concrete in compression*.

ROBERTS, W.; HEYWOOD, R.; *Development and testing of a new shear connector for steel concrete composite bridges*. In Proceedings of the Fourth International Conference on Short and Medium Span Bridges, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering 1994. Halifax, Nova Scotia, Canada, pp. 137-145, 1994.

ROBINSON, H.; "Multiple stud shear connections in deep ribbed metal deck", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15(4), 553-569, 1988.

ROSENBLATT, F. The perceptron: a probabilistic model for information storage and organization in the brain. *Psychol. Rev.*, 65:386-408, 1958.

RUMELHART, D.E.; MCCLELLAND, J. *Parallel Distributed Processing*, Vol 1. Cambridge, MA: MIT Press, 1986.

SCHLEICH, J. *Development and application of saw-tooth connections for composite structures*, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1105-1118, 2001.

SCHMID, V. *Geometry, behaviour and design of high capacity saw-tooth connections*, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1119-1128, 2001.

SHEPHERD, A. J. *Second-Order Methods for Neural Networks*. New York: Springer, 1997.

SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G. C. Test results and design recommendations for composite beams. Lehigh University Fritz Engineering Laboratory, Report No. 279.10, 1962.

SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G. C. "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST2, 1965.

THURLIMANN, B., *Composite Beams with Stud Shear Connectors*, National Academy of Science Bulletin No. 174, Highway Research Bd., Washington, D.C., 1958.

USHIJIMA, Y.; HOSAKA, T.; MITSUKI, K.; *et al. An experimental study on shear characteristics of Perfobond strip and its rational strength equations*, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1066-1075, 2001.

VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. Experimental analysis of Perfobond shear connections between steel and lightweight concrete. In: Eurosteel 2002, *Eurosteel proceedings*, Coimbra, 2002, Vol.1, p.411-419.

VALENTE, I. *Experimental studies on shear connection between steel and high strength lightweight concrete*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2007.

VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. *Behavior of Perfobond rib shear connectors: push-out tests*, Structural Engineering Research Report No. 37, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1991.

VELDANDA, M. R. *Behavior of Perfobond rib connectors: push-out tests*, Master Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1991.

VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. Behavior of Perfobond rib shear connectors: push-out tests. *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.19, p.1-10, 1992.

VERÍSSIMO, G. S. *Análise e Comportamento de Vigas de Aço e Vigas Mistas com Aberturas na Alma*, Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996.

VERÍSSIMO, G. S.; OLIVEIRA, A. F. N., FAKURY, R. H. ; RODRIGUES, F. C.; PAES, J. L. R.; VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S.; “Avaliação do desempenho de um conector em chapa dentada para estruturas mistas de aço e betão”, CMNE/CILAMCE 2007, Porto, Portugal, 2007.

VIANNA, J. DA C. ; ANDRADE, S. A. L. DE ; VELLASCO, P. C. G. DA S. ; VELLASCO, M. M. B. R. Neural Network Modelling of Perfobond Shear Connector Resistance . In: 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 2006, Porto. Proceedings of the Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. London : Taylor and Francis Group, v. 1. p. 1-8, 2006.

VIEIRA, C. A. O., Accuracy of remotely sensing classification of agricultural crops: a comparative study, Ph.D. Thesis, University of Nottingham, UK, 2000.

VIEST, I. M., SIESS, C. P., APPLETON, J. H. and NEWMARK, N. M., Full Scale Tests of Channel Shear Connectors and Composite T-beams, Bulletin No. 405, Univ. of Illinois, Urbana, Ill., 1952.

VIEST, I.M. Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams. *Journal of the American Concrete Institute*, 27(8), 875-891, 1956.

VIEST, I.M. Review of research on composite steel-concrete beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, 86(ST6), Paper 2496, 1-21, 1960.



ZELLNER, W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. *Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction*, Henniker, N.H., pp.240-252, 1987.

---

# **Apêndice A**

## **Medições experimentais**

**Ensaio A1**

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	140,5	0,061
3	238,8	0,088
4	305,5	0,111
5	370,0	0,144
6	440,5	0,259
7	494,7	0,609
8	531,6	1,045
9	570,7	1,666
10	591,4	2,105
11	611,3	2,636
12	623,6	3,399
13	632,4	4,276
14	628,9	4,937
15	619,8	5,939
16	611,3	6,865
17	600,3	7,703
18	585,5	8,174
19	570,0	9,066
20	538,4	9,542
21	522,1	10,438
22	509,6	11,574
23	501,2	12,355
24	498,1	12,958
25	495,5	13,568
26	489,8	14,343
27	495,4	14,959
28	485,5	15,613
29	486,1	16,462
30	485,7	17,208
31	482,9	17,853
32	478,0	18,843
33	468,8	19,639
34	466,9	20,441
35	456,3	21,430
36	457,2	22,247
37	455,7	23,025
38	450,0	23,841
39	449,6	24,433
40	453,9	25,236
41	442,6	26,012
42	446,4	26,826
43	439,6	27,619
44	423,8	28,493
45	413,5	29,264
46	409,0	29,859

**Ensaio A2**

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	30,0	0,000
3	58,9	0,073
4	98,7	0,319
5	139,2	0,603
6	178,3	0,815
7	218,6	1,052
8	269,0	1,305
9	309,4	1,607
10	337,5	1,918
11	353,6	2,502
12	367,1	3,119
13	377,2	3,752
14	380,7	4,421
15	383,1	5,170
16	385,1	5,587
17	380,6	6,097
18	381,5	6,689
19	378,6	7,375
20	374,5	8,060
21	367,0	8,920
22	360,1	9,769
23	355,6	10,456
24	344,6	11,145
25	333,8	11,841
26	317,5	12,557
27	300,2	13,289
28	285,0	14,025
29	268,7	14,759
30	253,9	15,495
31	245,0	16,229
32	231,2	16,980
33	223,4	17,807
34	213,7	18,375
35	201,4	18,963
36	195,4	19,545
37	185,0	20,131
38	175,2	20,706
39	169,1	21,293
40	160,1	21,858
41	155,8	22,421
42	150,6	22,986
43	146,4	23,530
44	139,5	24,061
45	135,6	24,575

**Ensaio A3**

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	75,0	0,150
3	149,3	0,321
4	248,3	0,352
5	309,2	0,378
6	371,3	0,418
7	449,4	0,555
8	497,5	0,751
9	552,1	1,271
10	591,9	1,816
11	618,0	2,392
12	628,3	3,009
13	646,4	3,636
14	656,1	4,274
15	676,2	5,193
16	671,1	5,845
17	669,1	6,496
18	662,2	7,150
19	658,5	7,803
20	654,5	8,453
21	643,9	9,100
22	639,1	9,748
23	633,5	10,404
24	625,4	11,149
25	615,8	11,804
26	611,8	12,464
27	604,9	13,128
28	601,2	13,793
29	595,1	14,471
30	596,6	15,273
31	593,2	16,257
32	581,3	16,995
33	573,6	17,987
34	567,5	18,988
35	560,5	19,992
36	535,0	21,022
37	516,1	22,037
38	488,1	23,029
39	445,0	24,166
40	415,7	25,335
41	370,7	26,399
42	347,3	27,456
43	328,2	28,488
44	306,9	29,507

Ensaio A4

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	248,1	0,358
3	305,8	0,386
4	359,8	0,421
5	407,2	0,477
6	472,9	0,615
7	521,7	0,797
8	551,9	1,014
9	580,3	1,247
10	602,3	1,490
11	619,1	1,744
12	641,5	2,005
13	660,2	2,272
14	676,3	2,547
15	681,7	2,894
16	697,9	3,142
17	709,4	3,422
18	718,7	3,714
19	725,7	4,016
20	744,1	4,432
21	736,7	5,088
22	733,7	5,756
23	722,6	6,432
24	713,0	7,114
25	697,2	7,793
26	685,2	8,472
27	668,3	9,073
28	655,4	9,758
29	629,5	10,461
30	612,6	11,156
31	604,3	11,843
32	593,5	12,530
33	563,7	13,216
34	553,5	13,892
35	544,6	14,567
36	543,8	15,465
37	525,9	16,489
38	516,9	17,494
39	511,9	18,257

Ensaio A5

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	51,1	0,000
3	150,5	0,032
4	249,2	0,041
5	306,8	0,052
6	362,1	0,069
7	416,7	0,137
8	447	0,323
9	495,1	0,790
10	518,4	1,308
11	541,1	1,844
12	562,1	2,387
13	581,2	2,906
14	593,6	3,701
15	610,6	4,194
16	612,5	4,799
17	613,3	5,368
18	613,3	6,013
19	610,4	6,686
20	600,4	7,352
21	592,3	8,020
22	584,9	8,677
23	575,4	9,344
24	569,1	9,843
25	560,1	10,507
26	557,8	11,184
27	550,5	11,851
28	542,3	12,521
29	536,3	13,180
30	532,3	13,853
31	526,5	14,862
32	504,5	15,896
33	477,2	16,981
34	456,7	18,019
35	441,1	19,081
36	422,8	20,110
37	408,5	21,156
38	389,5	22,182
39	372,4	23,217
40	369,3	24,225
41	349,7	25,229
42	340,9	26,229
43	329	27,279
44	321,7	28,334
45	304,2	29,395
46	283,3	30,433

Ensaio A6

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,1	0,00
2	99,0	0,34
3	197,4	0,36
4	258,2	0,38
5	310,5	0,42
6	354,0	0,48
7	391,1	0,54
8	448,8	0,71
9	493,8	0,91
10	532,8	1,16
11	559,5	1,44
12	584,7	1,76
13	611,4	2,09
14	631,6	2,55
15	650,6	2,98
16	664,7	3,42
17	673,2	3,88
18	686,3	4,42
19	687,5	4,81
20	681,4	5,47
21	671,2	6,13
22	641,7	6,81
23	619,6	7,49
24	596,5	8,17
25	578,0	8,84
26	562,3	9,51
27	550,2	10,25
28	538,3	11,02
29	525,1	11,78
30	507,3	12,53
31	482,9	13,39
32	465,0	14,25
33	452,8	15,19
34	439,8	16,20
35	421,8	17,20
36	404,9	18,22
37	390,0	19,24
38	371,4	20,38
39	347,2	21,36
40	338,5	22,37
41	326,6	23,41
42	324,1	24,40
43	316,2	25,63
44	311,8	26,84
45	317,6	28,05
46	311,7	29,25

Ensaio A7

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,00
2	138,6	0,27
3	238,0	0,32
4	303,5	0,33
5	370,8	0,36
6	434,3	0,43
7	496,2	0,52
8	551,1	0,71
9	588,9	0,91
10	628,4	1,20
11	665,3	1,50
12	720,3	2,23
13	749,7	2,67
14	778,3	3,12
15	799,4	3,62
16	829,3	4,05
17	842,0	4,48
18	835,3	4,77
19	812,0	4,89
20	824,7	5,44
21	828,9	6,05
22	825,9	7,06
23	820,1	7,68
24	811,6	8,33
25	798,6	8,90
26	783,3	9,96
27	753,7	11,19
28	727,0	12,43
29	717,1	13,47
30	693,6	14,63
31	667,8	15,26
32	639,6	16,75
33	629,2	18,10
34	620,4	18,84
35	578,1	20,36
36	577,1	21,00
37	534,9	21,54
38	491,4	22,87
39	462,3	23,53
40	453,4	24,19
41	441,5	25,05
42	415,3	26,21
43	394,9	27,25
44	376,6	28,07
45	369,7	28,87
46	360,0	29,69

Ensaio A8

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	50,9	-0,001
3	138,8	0,296
4	237,7	0,311
5	318,7	0,332
6	385,6	0,368
7	454,3	0,450
8	510,6	0,536
9	605,7	0,773
10	689,2	1,278
11	759,5	2,064
12	804,7	2,699
13	828,7	3,304
14	866,1	3,901
15	865,9	4,340
16	854,3	5,118
17	850,0	5,900
18	844,3	6,699
19	835,2	7,515
20	810,0	8,329
21	793,2	9,229
22	758,6	10,155
23	733,5	11,098
24	708,0	11,960
25	678,7	12,844
26	654,3	13,718
27	634,6	14,194
28	453,2	14,382
29	602,0	14,591
30	612,7	15,393
31	601,6	16,282
32	562,9	17,224
33	533,6	18,049
34	525,1	18,867
35	496,6	19,822
36	471,7	20,641
37	448,0	21,479
38	433,1	22,291
39	413,2	23,096
40	387,0	23,883
41	368,9	24,654
42	349,1	25,461
43	336,1	26,268
44	324,9	27,070
45	314,9	27,864
46	291,7	29,467

Ensaio X1

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	137,9	0,085
3	237,9	0,365
4	307,0	0,663
5	362,5	0,815
6	413,6	0,983
7	462,2	1,185
8	511,9	1,418
9	564,2	1,692
10	616,3	2,126
11	639,0	2,429
12	655,8	2,821
13	665,6	3,273
14	675,1	3,704
15	673,0	4,139
16	679,7	4,713
17	662,7	5,041
18	648,4	5,462
19	636,3	5,968
20	621,7	6,410
21	594,9	6,875
22	579,0	7,932
23	569,4	8,947
24	560,1	9,967
25	541,9	10,848
26	529,5	11,550
27	524,2	12,258
28	516,3	12,950
29	504,1	13,646
30	490,7	14,353
31	478,1	15,062
32	458,5	15,422
33	445,0	16,323
34	432,4	16,864
35	421,1	17,409
36	411,2	17,954
37	398,5	18,500
38	390,6	19,041
39	383,7	19,590
40	374,8	20,134
41	366,4	20,680
42	359,1	21,226
43	353,3	21,770
44	346,6	22,307
45	337,4	23,362
46	327,9	24,363

Ensaio X2

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	137,0	0,037
3	237,5	0,271
4	300,6	0,517
5	347,3	0,634
6	390,0	0,766
7	460,1	1,057
8	496,2	1,213
9	528,4	1,380
10	555,4	1,555
11	587,6	1,763
12	622,6	2,088
13	647,4	2,399
14	672,5	2,829
15	691,6	3,230
16	709,9	3,911
17	718,4	4,472
18	699,1	5,131
19	676,5	5,632
20	661,3	5,968
21	641,1	6,386
22	625,2	6,878
23	604,5	7,442
24	592,8	7,929
25	574,8	8,426
26	556,0	9,001
27	541,0	9,559
28	527,2	10,136
29	511,9	10,722
30	499,1	11,314
31	484,2	11,905
32	472,6	12,577
33	458,3	13,251
34	446,1	13,925
35	433,7	14,600
36	422,3	15,532
37	403,6	16,566
38	388,3	17,600
39	373,6	18,626
40	369,4	19,647
41	356,4	20,671
42	350,0	21,670
43	342,1	22,677
44	333,1	23,690
45	326,4	24,646
46	320,0	25,750

Ensaio B1

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	30,0	0,400
3	53,8	0,635
4	98,7	0,644
5	149,2	0,656
6	237,0	0,697
7	325,3	0,708
8	401,4	0,827
9	459,3	1,080
10	501,6	1,416
11	536,7	1,828
12	563,1	2,375
13	573,8	3,111
14	579,8	3,896
15	580,7	4,651
16	592,4	4,915
17	583,7	5,383
18	582,7	5,854
19	574,6	6,493
20	564,5	7,140
21	553,1	7,805
22	544,8	8,463
23	533,8	9,137
24	520,3	9,818
25	508,8	10,491
26	499,2	11,164
27	490,7	11,831
28	479,8	12,486
29	471,6	13,144
30	463,8	13,892
31	457,2	14,554
32	445,4	15,322
33	433,3	16,341
34	426,7	17,357
35	414,5	18,378
36	404,9	19,397
37	401,4	20,398
38	388,2	21,414
39	382,0	22,414
40	366,3	23,390
41	355,4	24,344
42	346,8	25,337
43	333,5	26,338
44	314,2	27,340
45	299,1	28,455
46	282,3	29,417

Ensaio B2

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	50,7	-0,001
3	139,0	0,790
4	238,1	0,816
5	307,0	0,842
6	355,4	0,878
7	400,4	0,965
8	433,0	1,093
9	461,5	1,241
10	492,4	1,430
11	518,2	1,697
12	546,2	2,052
13	568,2	2,523
14	586,8	3,049
15	605,2	3,599
16	612,9	4,358
17	605,5	4,853
18	610,2	5,500
19	585,9	5,937
20	575,6	6,542
21	564,0	7,217
22	558,9	7,883
23	556,5	8,557
24	551,0	9,232
25	546,1	10,234
26	541,7	11,239
27	535,9	12,249
28	531,7	13,246
29	520,2	14,251
30	511,6	15,251
31	510,3	16,496
32	490,7	18,014
33	467,3	19,525
34	461,5	20,518
35	449,3	21,517
36	440,1	22,504
37	428,8	23,473
38	418,8	24,239
39	401,4	25,283
40	403,0	26,278
41	389,6	27,255
42	380,1	28,245
43	378,0	29,232
44	366,4	29,972

Ensaio B3

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	50,7	0,350
3	130,3	0,500
4	228,3	0,562
5	303,0	0,578
6	349,6	0,603
7	393,0	0,661
8	429,6	0,733
9	467,3	0,811
10	497,6	0,894
11	534,3	1,006
12	573,1	1,150
13	603,9	1,303
14	633,9	1,495
15	662,2	1,791
16	683,9	2,133
17	697,5	2,494
18	691,8	2,881
19	683,2	3,322
20	674,0	3,756
21	649,0	4,208
22	615,4	4,871
23	592,2	5,600
24	582,6	6,340
25	570,6	7,093
26	562,0	7,820
27	551,7	8,561
28	533,2	9,328
29	527,5	9,604
30	493,3	9,913
31	476,3	10,678
32	474,3	11,453
33	442,7	11,967
34	448,5	12,738
35	441,2	13,559
36	433,1	14,384
37	425,0	15,426
38	408,9	16,454
39	396,3	17,438
40	376,4	18,311
41	351,6	19,152
42	338,4	19,968
43	330,3	20,590
44	342,7	21,271
45	339,7	22,015
46	334,4	22,939

Ensaio B4

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	50,6	0,400
3	149,0	0,503
4	247,3	0,520
5	359,9	0,564
6	461,9	0,733
7	555,7	1,001
8	599,3	1,182
9	640,4	1,415
10	676,6	1,762
11	701,8	2,166
12	721,7	2,638
13	729,7	3,169
14	735,4	3,709
15	737,3	4,186
16	751,7	4,663
17	737,5	5,155
18	714,7	5,652
19	693,1	6,240
20	668,7	6,840
21	642,9	7,447
22	617,2	8,068
23	592,9	9,274
24	571,2	10,474
25	547,2	11,671
26	532,8	12,870
27	518,2	14,073
28	509,1	15,345
29	479,4	16,307
30	472,0	17,231
31	449,6	18,150
32	448,4	19,076
33	431,7	19,973
34	415,4	20,880
35	405,7	21,798
36	398,5	22,558
37	375,6	23,463
38	370,9	24,315
39	363,0	25,134
40	363,1	25,994
41	354,0	26,859
42	350,0	27,707
43	344,9	28,550
44	343,9	29,393
45	343,3	30,226
46	345,8	31,031

Ensaio B5

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	51,0	-0,001
3	149,2	0,494
4	249,8	0,519
5	308,7	0,539
6	369,3	0,583
7	417,8	0,651
8	472,1	0,751
9	521,8	0,860
10	564,0	0,980
11	606,5	1,109
12	648,0	1,279
13	685,7	1,486
14	722,9	1,728
15	750,8	2,184
16	756,3	2,666
17	737,7	3,082
18	727,4	3,686
19	728,2	4,252
20	719,3	5,009
21	718,4	5,750
22	702,3	6,513
23	673,5	7,253
24	655,9	8,030
25	654,7	8,807
26	641,8	9,696
27	631,0	10,581
28	615,7	11,463
29	597,1	12,325
30	588,0	13,182
31	581,0	14,072
32	568,9	15,440
33	545,8	16,738
34	534,3	17,999
35	528,6	19,330
36	528,8	20,629
37	515,5	21,876
38	515,1	23,175
39	504,4	24,472
40	491,3	25,817
41	490,3	27,079
42	477,2	28,357
43	481,2	29,636
44	483,7	30,909

Ensaio B6

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	51,3	0,000
3	149,2	0,434
4	247,7	0,458
5	306,5	0,480
6	377,8	0,536
7	428,4	0,620
8	479,1	0,717
9	523,2	0,823
10	564,5	0,939
11	602,6	1,085
12	645,4	1,261
13	682,7	1,495
14	710,9	1,854
15	725,8	2,242
16	735,3	2,721
17	741,4	3,089
18	743,5	3,240
19	728,1	3,624
20	719,9	4,076
21	702,8	4,561
22	712,1	4,890
23	683,8	5,443
24	670,2	6,129
25	663,4	6,820
26	656,3	7,575
27	630,1	8,205
28	587,4	8,806
29	553,7	9,495
30	535,9	10,151
31	511,5	11,037
32	493,4	11,937
33	424,6	11,943
34	438,5	12,590
35	399,8	12,716
36	401,0	13,068
37	382,2	13,271
38	373,0	13,915
39	354,5	14,646
40	344,2	15,490
41	327,4	16,326
42	325,4	17,152
43	325,7	17,970
44	331,5	18,734

Ensaio B7

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	58,7	0,002
3	99,2	0,378
4	158,4	0,392
5	187,4	0,466
6	211,8	0,554
7	239,1	0,649
8	262,8	0,783
9	284,1	0,929
10	303,2	1,124
11	322,7	1,356
12	339,6	1,725
13	354,5	2,124
14	361,9	2,533
15	364,7	2,993
16	367,4	3,496
17	363,2	4,005
18	360,3	4,504
19	362,9	4,928
20	355,3	5,467
21	345,3	6,072
22	340,4	6,701
23	335,2	7,323
24	329,5	7,957
25	318,3	9,222
26	310,7	10,475
27	308,2	11,815
28	304,0	13,238
29	303,9	14,108
30	306,8	15,188
31	303,1	16,028
32	289,6	16,510
33	282,1	17,108
34	278,4	17,968
35	264,4	18,942
36	247,9	19,935
37	240,0	20,905
38	240,0	21,970
39	235,8	23,022
40	227,9	24,048
41	221,9	25,037
42	220,3	25,870
43	224,6	26,952
44	218,6	28,005
45	223,2	29,072
46	223,2	30,011

Ensaio B8

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	67,0	0,500
3	148,3	0,562
4	206,3	0,573
5	238,6	0,635
6	259,7	0,734
7	276,6	0,842
8	293,4	0,994
9	306,4	1,190
10	318,6	1,396
11	329,4	1,714
12	342,8	2,039
13	347,2	2,487
14	352,4	2,940
15	351,4	3,369
16	349,4	3,988
17	347,3	4,450
18	355,2	5,113
19	354,9	5,820
20	349,7	6,612
21	352,2	7,326
22	349,1	8,044
23	347,1	8,679
24	347,6	9,317
25	341,7	10,519
26	334,6	11,333
27	323,6	11,740
28	312,8	12,139
29	303,3	12,956
30	294,5	13,781
31	284,9	14,589
32	284,5	15,590
33	280,7	16,807
34	273,4	17,796
35	268,7	18,794
36	265,3	19,793
37	253,8	20,794
38	247,0	21,773
39	244,8	22,742
40	243,3	23,687
41	241,7	24,697
42	236,7	25,622
43	232,9	26,617
44	231,7	27,582
45	230,4	28,517
46	224,5	29,543



Ensaio C1

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	58,3	0,004
3	146,9	0,033
4	248,2	0,094
5	298,0	0,146
6	355,1	0,202
7	400,8	0,247
8	440,4	0,297
9	477,3	0,349
10	515,4	0,423
11	553,4	0,539
12	588,2	0,682
13	619,2	0,840
14	650,4	1,021
15	681,5	1,221
16	701,3	1,635
17	722,6	2,256
18	722,2	2,810
19	709,5	3,209
20	709,0	3,689
21	709,2	4,252
22	704,1	4,778
23	703,0	5,307
24	701,4	5,827
25	699,2	6,505
26	694,5	7,246
27	685,4	7,981
28	693,7	8,598
29	676,1	9,339
30	660,6	10,096
31	657,3	11,116
32	639,7	11,883
33	620,9	12,650
34	596,1	13,430
35	586,9	14,202
36	561,2	14,960
37	551,3	15,706
38	529,6	16,424
39	518,3	17,148
40	504,7	17,985
41	487,1	18,797
42	472,9	19,622
43	452,9	21,289
44	435,6	22,934
45	418,2	24,583
46	407,5	25,737

Ensaio C2

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	59,4	0,002
3	200,0	0,091
4	327,7	0,185
5	396,1	0,213
6	453,8	0,254
7	524,8	0,313
8	578,1	0,371
9	625,2	0,438
10	668,8	0,514
11	709,7	0,631
12	727,4	1,023
13	745,8	1,491
14	753,5	1,939
15	755,0	2,134
16	750,0	2,699
17	745,9	3,243
18	742,9	3,737
19	751,6	4,338
20	745,2	4,912
21	735,9	5,602
22	734,4	6,201
23	732,1	6,888
24	714,4	7,563
25	711,3	8,212
26	704,0	8,874
27	698,4	9,528
28	690,1	10,179
29	688,4	10,831
30	685,2	11,497
31	679,4	12,160
32	674,6	12,809
33	671,6	13,456
34	664,4	14,128
35	663,1	14,878
36	667,2	15,374
37	646,2	15,847
38	645,2	16,334
39	631,1	16,817
40	633,4	17,305
41	620,1	17,793
42	603,6	18,289
43	588,2	18,771
44	565,8	19,313

Ensaio C3

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	58,8	-0,004
3	149,3	0,119
4	248,3	0,143
5	348,1	0,167
6	430,3	0,193
7	493,5	0,225
8	553,6	0,266
9	610,8	0,314
10	659,6	0,370
11	710,0	0,455
12	750,9	0,537
13	787,3	0,717
14	815,7	1,059
15	846,6	1,314
16	875,6	1,612
17	901,3	1,914
18	927,8	2,266
19	948,8	2,622
20	966,3	2,987
21	980,1	3,404
22	977,0	3,718
23	987,3	3,971
24	975,0	4,300
25	960,6	4,623
26	943,8	5,011
27	916,2	5,520
28	875,6	5,935
29	848,1	6,374
30	820,2	6,826
31	808,9	7,194
32	789,7	7,563
33	759,9	7,955
34	727,0	8,354
35	704,2	8,754
36	675,0	9,144
37	623,6	9,934
38	595,6	10,684
39	561,7	11,444
40	537,2	12,196
41	514,4	12,926
42	493,8	13,660
43	463,8	14,422
44	431,0	15,186
45	395,6	16,377
46	366,1	17,568

Ensaio C4

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	59,5	0,000
3	149,7	0,141
4	248,4	0,162
5	347,8	0,182
6	441,8	0,210
7	585,9	0,304
8	713,3	0,459
9	759,1	0,567
10	793,5	0,766
11	823,7	1,086
12	854,7	1,381
13	888,8	1,712
14	918,0	2,088
15	942,1	2,435
16	966,8	2,784
17	983,3	3,185
18	993,9	3,559
19	1013,3	4,171
20	1003,9	4,461
21	997,3	4,833
22	972,7	5,481
23	970,0	5,949
24	955,3	6,432
25	940,6	6,931
26	917,5	7,608
27	899,1	8,288
28	879,9	8,975
29	854,4	9,685
30	831,3	10,397
31	788,3	11,151
32	743,1	11,878
33	706,4	12,597
34	673,6	13,318
35	626,4	14,010
36	635,1	14,518
37	594,4	15,498
38	565,8	16,624
39	540,1	17,733
40	514,7	18,869
41	454,9	20,004
42	392,1	21,684
43	368,1	22,770
44	360,6	23,899
45	346,0	25,373
46	338,1	26,469

Ensaio C5

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	59,2	0,001
3	148,2	0,206
4	249,5	0,234
5	347,9	0,262
6	441,3	0,301
7	517,7	0,351
8	590,2	0,417
9	656,0	0,496
10	718,5	0,592
11	765,4	0,702
12	790,9	0,816
13	815,6	1,114
14	841,8	1,339
15	861,9	1,565
16	881,3	1,765
17	898,4	2,003
18	916,7	2,249
19	926,9	2,500
20	926,9	2,821
21	926,5	3,143
22	929,9	3,326
23	927,1	3,701
24	925,1	3,931
25	905,2	4,304
26	893,5	4,758
27	884,3	5,225
28	874,1	5,710
29	869,3	6,374
30	859,7	7,047
31	851,9	7,727
32	825,1	8,445
33	797,9	9,159
34	771,3	9,885
35	731,8	10,589
36	680,9	11,334
37	622,1	12,098
38	583,4	12,842
39	550,9	13,563
40	523,8	14,304
41	506,2	15,069
42	472,7	16,234
43	441,5	17,390
44	415,5	18,532
45	391,5	19,682
46	337,5	21,079

Ensaio C6

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	59,5	0,002
3	303,4	0,130
4	404,9	0,172
5	505,6	0,231
6	596,7	0,316
7	665,5	0,403
8	727,9	0,506
9	781,5	0,721
10	817,1	1,033
11	854,2	1,334
12	888,2	1,648
13	915,5	1,977
14	945,9	2,382
15	963,7	2,753
16	974,6	3,136
17	993,7	3,568
18	983,9	3,960
19	959,8	4,344
20	945,2	4,802
21	931,2	5,338
22	921,1	5,879
23	906,1	6,456
24	883,3	7,042
25	846,1	7,667
26	813,8	8,293
27	789,1	8,991
28	766,7	9,697
29	722,0	10,430
30	698,5	11,137
31	674,6	11,847
32	653,5	12,551
33	615,5	13,273
34	591,7	13,989
35	570,4	14,967
36	545,3	16,060
37	521,4	17,455
38	481,7	18,572
39	451,1	19,727
40	425,3	20,885
41	398,9	21,985
42	384,9	23,062
43	373,8	24,145
44	354,4	25,266
45	343,1	26,463
46	321,5	27,585

Ensaio C7

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	59,5	-0,003
3	148,6	0,171
4	190,2	0,186
5	223,7	0,248
6	260,4	0,362
7	286,7	0,554
8	311,8	0,729
9	349,8	1,100
10	366,0	1,405
11	384,5	1,753
12	394,6	2,114
13	404,9	2,814
14	410,2	3,586
15	415,5	4,472
16	423,2	4,999
17	428,5	5,481
18	430,1	5,961
19	430,9	6,449
20	422,9	6,955
21	412,9	7,727
22	403,3	8,746
23	388,5	9,753
24	377,4	10,757
25	375,1	11,763
26	371,4	12,666
27	368,4	13,329
28	368,6	13,992
29	369,4	14,647
30	377,6	15,527
31	369,6	16,510
32	370,2	17,504
33	359,9	18,508
34	341,7	19,038
35	322,5	19,571
36	313,5	20,091
37	309,6	21,120
38	301,2	22,141
39	294,6	23,151
40	282,9	24,186
41	283,5	25,118
42	284,3	26,110
43	281,1	27,125
44	285,0	28,139
45	286,7	29,118
46	287,9	30,000

Ensaio C8

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	59,3	0,256
3	108,2	0,272
4	158,3	0,279
5	204,4	0,295
6	244,2	0,383
7	280,2	0,523
8	312,9	0,684
9	336,7	0,884
10	358,6	1,101
11	379,9	1,331
12	409,6	1,968
13	418,7	2,933
14	421,2	3,960
15	424,6	4,467
16	435,2	5,029
17	431,3	5,974
18	430,1	6,524
19	428,2	7,142
20	428,5	7,691
21	414,8	8,171
22	398,5	8,739
23	388,5	9,389
24	374,2	10,050
25	363,6	10,790
26	356,3	11,528
27	351,3	12,263
28	345,0	13,002
29	338,4	13,743
30	335,6	14,402
31	334,5	15,310
32	325,0	16,317
33	318,4	17,333
34	314,2	18,342
35	306,8	19,348
36	303,6	20,372
37	295,6	21,382
38	295,3	22,356
39	292,9	23,322
40	296,9	24,258
41	297,9	25,224
42	298,2	26,203
43	299,6	27,178
44	303,9	28,149
45	305,8	29,122
46	305,1	30,000

Ensaio D1a

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	85,1	0,000
3	175,1	0,035
4	269,6	0,282
5	319,2	0,363
6	349,2	0,451
7	406,2	0,682
8	445,2	0,805
9	491,7	1,105
10	512,7	1,260
11	533,7	1,481
12	559,2	1,866
13	565,2	2,077
14	574,3	2,399
15	568,2	2,832
16	559,2	3,196
17	560,7	3,620
18	553,2	4,384
19	545,7	5,164
20	542,7	5,967
21	535,2	6,451
22	536,7	7,169
23	532,2	7,610
24	533,7	8,146
25	533,7	8,631
26	521,7	9,273
27	520,2	9,926
28	511,2	10,847
29	503,7	11,911
30	488,7	12,988
31	473,7	14,106
32	457,2	14,787
33	451,2	15,663
34	436,2	17,043
35	416,7	18,077
36	404,7	18,926
37	394,2	19,791
38	392,7	20,585
39	382,2	21,352
40	373,2	22,424
41	362,7	23,669
42	352,2	25,000
43	344,7	26,029
44	338,7	27,201
45	328,2	28,572
46	319,2	29,685

Ensaio D1b

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	79,5	0,040
3	148,6	0,064
4	225,1	0,060
5	303,1	0,086
6	352,6	0,174
7	388,6	0,255
8	420,1	0,329
9	451,7	0,487
10	490,7	0,608
11	517,7	0,720
12	553,7	0,839
13	579,2	0,962
14	604,7	1,157
15	625,7	1,277
16	648,2	1,542
17	661,7	2,133
18	661,7	2,487
19	657,2	2,959
20	645,2	3,556
21	628,7	4,088
22	604,7	4,610
23	595,7	5,540
24	591,2	6,420
25	568,7	7,183
26	562,7	8,303
27	556,7	9,255
28	537,2	10,260
29	528,2	11,316
30	523,7	12,072
31	525,2	12,948
32	504,2	13,792
33	492,2	15,387
34	484,7	16,930
35	475,7	18,490
36	463,7	19,892
37	448,7	20,965
38	442,7	22,081
39	429,2	23,170
40	417,1	24,134
41	411,1	25,179
42	396,1	26,203
43	393,1	27,136
44	378,1	28,028
45	372,1	28,849
46	367,6	30,000

Ensaio D1c

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	57,0	0,100
3	109,5	0,253
4	150,1	0,309
5	198,1	0,354
6	264,1	0,400
7	298,6	0,479
8	339,1	0,598
9	379,6	0,761
10	418,6	0,893
11	463,7	1,162
12	516,2	1,354
13	564,2	1,568
14	607,7	1,851
15	625,7	2,299
16	640,7	2,835
17	636,2	3,452
18	630,2	3,981
19	628,7	4,491
20	595,7	5,356
21	592,7	5,961
22	591,2	6,483
23	583,7	7,008
24	570,2	7,872
25	568,7	8,389
26	556,7	9,308
27	549,2	9,992
28	541,7	11,065
29	544,7	11,607
30	531,2	12,325
31	517,7	13,398
32	501,2	14,338
33	498,2	15,227
34	483,2	16,328
35	474,2	17,323
36	469,7	18,434
37	450,2	19,422
38	444,2	20,323
39	429,2	21,501
40	415,6	22,453
41	405,1	23,570
42	391,6	24,641
43	382,6	25,716
44	373,6	26,767
45	366,1	27,775
46	355,6	28,747

Ensaio D2a

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	79,5	0,016
3	141,0	0,016
4	190,6	0,016
5	241,6	0,016
6	286,6	0,019
7	327,1	0,030
8	370,6	0,039
9	432,2	0,104
10	511,7	0,215
11	547,7	0,306
12	589,7	0,365
13	619,7	0,466
14	663,2	0,682
15	702,2	0,868
16	742,8	1,269
17	777,3	1,707
18	783,3	2,018
19	790,8	2,301
20	804,3	2,777
21	811,8	3,283
22	811,8	3,935
23	814,8	4,423
24	805,8	5,035
25	804,3	5,521
26	799,8	5,980
27	792,3	6,482
28	784,8	7,039
29	772,8	7,400
30	763,8	7,821
31	763,8	8,205
32	763,8	8,669
33	738,3	9,197
34	721,8	9,631
35	706,7	10,108
36	690,2	10,595
37	681,2	11,006
38	663,2	11,333
39	654,2	11,763
40	621,2	12,300
41	603,2	12,833
42	588,2	13,278
43	588,2	13,746
44	574,7	14,469
45	549,2	15,050
46	520,7	15,433

Ensaio D2b

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	57,0	0,000
3	142,6	0,107
4	252,1	0,237
5	340,6	0,307
6	421,6	0,459
7	496,7	0,678
8	574,7	0,910
9	643,7	1,177
10	709,7	1,508
11	768,3	1,855
12	799,8	2,392
13	814,8	2,951
14	826,8	3,351
15	831,3	3,673
16	838,8	4,116
17	835,8	4,545
18	817,8	4,968
19	831,3	5,181
20	831,3	5,624
21	834,3	6,025
22	817,8	6,423
23	819,3	6,810
24	807,3	7,081
25	792,3	7,635
26	778,8	8,315
27	753,3	8,962
28	729,3	9,616
29	691,7	10,037
30	687,2	10,683
31	666,2	11,336
32	655,7	12,005
33	637,7	12,626
34	630,2	13,250
35	615,2	13,782
36	603,2	14,226
37	564,2	15,258
38	556,7	15,790
39	543,2	16,347
40	519,2	16,820
41	492,2	17,378
42	492,2	17,866
43	469,7	18,523
44	468,2	18,948
45	465,2	19,362

Ensaio D2c

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	99,9	0,000
3	177,9	0,000
4	274,0	0,035
5	362,5	0,062
6	440,5	0,144
7	515,5	0,144
8	556,1	0,273
9	590,6	0,357
10	632,6	0,477
11	659,6	0,584
12	686,6	0,687
13	706,1	0,851
14	730,1	0,961
15	748,1	1,148
16	761,6	1,372
17	773,6	1,584
18	782,6	1,922
19	785,6	2,203
20	794,6	2,515
21	793,1	2,834
22	791,6	3,164
23	796,1	3,519
24	794,6	3,809
25	793,1	4,184
26	785,6	4,735
27	788,6	5,114
28	794,6	5,443
29	793,1	5,877
30	787,1	6,274
31	782,6	6,947
32	773,6	7,704
33	757,1	8,474
34	733,1	9,097
35	710,6	9,631
36	701,6	10,068
37	688,1	10,645
38	656,6	11,076
39	638,6	11,488
40	622,1	11,990
41	604,1	12,482
42	583,1	13,216
43	568,1	13,856
44	542,6	14,541
45	514,0	14,923
46	460,0	15,469

Ensaio D3a

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	102,4	0,000
3	194,3	0,000
4	269,1	0,130
5	358,5	0,225
6	482,4	0,340
7	561,9	0,750
8	598,7	1,250
9	619,8	2,010
10	631,4	2,850
11	635,8	4,050
12	639,1	5,180
13	626,6	6,230
14	612,2	7,210
15	588,1	8,150
16	558,9	8,980
17	540,0	10,050
18	510,4	11,150

Ensaio D3b

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	62,3	0,000
3	124,5	0,000
4	193,6	0,000
5	228,1	0,000
6	276,1	0,000
7	325,6	-0,001
8	364,6	0,053
9	427,6	0,192
10	471,2	0,292
11	496,7	0,421
12	523,7	0,547
13	544,7	0,743
14	573,2	1,456
15	586,7	2,174
16	594,2	3,041
17	592,7	4,096
18	603,2	4,982
19	595,7	5,889
20	598,7	6,766
21	594,2	7,597
22	595,7	8,477
23	589,7	9,390
24	585,2	10,412
25	571,7	11,462
26	553,7	12,501
27	549,2	13,349
28	547,7	14,419
29	531,2	15,327
30	523,7	16,381
31	514,7	17,344
32	508,7	18,716
33	484,7	19,850
34	472,7	20,713
35	471,2	21,509
36	460,7	22,269
37	460,7	23,173
38	457,7	24,053
39	445,7	24,809
40	438,2	25,590
41	436,7	26,403
42	427,6	27,235
43	418,6	28,043
44	417,1	28,896
45	415,6	29,796

Ensaio D3c

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	87,0	0,142
3	172,6	0,142
4	264,1	0,142
5	348,1	0,190
6	435,2	0,362
7	471,2	0,429
8	501,2	0,527
9	535,7	0,672
10	564,2	0,779
11	588,2	0,958
12	609,2	1,145
13	628,7	1,738
14	634,7	2,429
15	636,2	3,216
16	627,2	4,094
17	628,7	4,628
18	616,7	5,515
19	615,2	6,321
20	612,2	6,711
21	610,7	7,749
22	604,7	8,657
23	594,2	9,855
24	583,7	10,739
25	574,7	11,689
26	573,2	12,294
27	553,7	13,146
28	544,7	13,999
29	537,2	14,852
30	534,2	15,396
31	511,7	16,581
32	516,2	17,401
33	511,7	18,329
34	498,2	19,197
35	493,7	20,087
36	480,2	20,851
37	480,2	22,089
38	475,7	22,890
39	466,7	23,720
40	463,7	24,497
41	459,2	25,384
42	450,2	26,608
43	447,2	27,505
44	436,7	28,412
45	429,2	29,328
46	426,1	30,000

Ensaio D4a

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	84,0	0,050
3	150,1	0,090
4	226,6	0,100
5	291,1	0,100
6	351,1	0,100
7	406,6	0,152
8	456,2	0,322
9	484,7	0,365
10	511,7	0,537
11	546,2	0,638
12	562,7	0,922
13	565,7	1,329
14	574,7	1,801
15	567,2	2,360
16	553,7	3,050
17	552,2	3,491
18	526,7	4,409
19	516,2	5,259
20	504,2	6,059
21	492,2	7,333
22	477,2	8,024
23	457,7	8,725
24	450,2	9,428
25	424,6	10,538
26	409,6	11,588
27	399,1	12,515
28	385,6	13,396
29	378,1	14,327
30	370,6	15,211
31	363,1	16,068
32	354,1	16,953
33	346,6	17,898
34	336,1	18,801
35	330,1	19,646
36	325,6	20,393
37	321,1	21,275
38	315,1	22,165
39	307,6	23,085
40	300,1	23,958
41	294,1	24,732
42	289,6	25,565
43	285,1	26,366
44	282,1	27,349
45	277,6	28,388
46	277,6	29,380

Ensaio D4b

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	139,5	0,000
3	208,6	0,084
4	222,1	0,104
5	319,6	0,173
6	415,6	0,301
7	427,6	0,521
8	499,7	0,651
9	550,7	1,004
10	574,7	1,641
11	574,7	2,599
12	567,2	3,621
13	553,7	4,640
14	541,7	5,244
15	534,2	5,500
16	543,2	6,108
17	532,7	7,203
18	520,7	8,048
19	511,7	8,777
20	507,2	9,417
21	496,7	9,948
22	493,7	10,427
23	484,7	11,798
24	462,2	13,577
25	433,7	14,721
26	430,7	15,494
27	403,6	17,490
28	375,1	18,276
29	388,6	18,669
30	378,1	20,197
31	370,6	20,922
32	367,6	22,390
33	355,6	23,634
34	346,6	24,815
35	337,6	25,583
36	336,1	26,431
37	331,6	27,996
38	316,6	30,093
39	297,1	30,948

Ensaio D4c

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	1,5	0,006
2	208,6	0,170
3	54,0	0,144
4	111,0	0,145
5	139,5	0,153
6	148,6	0,171
7	175,6	0,161
8	198,1	0,159
9	228,1	0,178
10	297,1	0,231
11	366,1	0,307
12	391,6	0,420
13	496,7	0,582
14	586,7	0,930
15	598,7	1,901
16	588,2	3,446
17	574,7	4,224
18	570,2	5,754
19	538,7	7,085
20	498,2	9,008
21	469,7	11,019
22	435,2	13,027
23	403,6	14,986
24	384,1	16,782
25	361,6	18,629
26	348,1	20,404
27	337,6	22,082
28	330,1	23,626
29	316,6	25,356
30	297,1	27,286
31	282,1	29,616
32	271,6	31,207
33	255,1	31,331

Ensaio D5a

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	234,1	0,907
3	261,1	0,994
4	301,6	1,056
5	319,6	1,378
6	442,7	1,511
7	546,2	1,995
8	562,7	2,411
9	606,2	2,927
10	616,7	4,443
11	609,2	6,396
12	607,7	7,858
13	612,2	8,373
14	607,7	10,083
15	595,7	11,637
16	591,2	13,058
17	592,7	14,215
18	588,2	15,680
19	583,7	16,662
20	583,7	18,131
21	574,7	19,647
22	568,7	20,359
23	559,7	21,630
24	550,7	23,429
25	547,7	24,895
26	544,7	25,400
27	544,7	26,969
28	534,2	28,553
29	526,7	30,152
30	513,2	31,630
31	480,2	32,046

Ensaio D5b

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,0	0,000
2	111,0	0,009
3	192,1	0,000
4	283,6	0,045
5	352,6	0,069
6	453,2	0,373
7	519,2	0,537
8	559,7	0,725
9	592,7	0,857
10	645,2	1,003
11	688,7	1,270
12	714,3	1,713
13	721,8	2,149
14	738,3	2,420
15	742,8	2,932
16	748,8	3,670
17	751,8	4,504
18	735,3	5,482
19	730,8	6,324
20	733,8	7,286
21	726,3	8,222
22	712,7	8,827
23	712,7	9,528
24	703,7	10,360
25	696,2	11,159
26	684,2	12,159
27	679,7	13,060
28	675,2	13,614
29	670,7	14,608
30	664,7	15,322
31	652,7	16,332
32	639,2	17,364
33	631,7	18,221
34	624,2	18,867
35	625,7	19,804
36	618,2	21,188
37	607,7	22,204
38	609,2	23,199
39	591,2	24,001
40	598,7	24,616
41	592,7	25,672
42	588,2	26,433
43	573,2	27,352
44	571,7	28,219
45	565,7	29,186
46	538,7	29,470

Ensaio D5c

ponto	força (kN)	slip (mm)
1	0,00	0,00
2	72,03	0,00
3	121,54	0,03
4	192,07	0,03
5	244,59	0,36
6	301,61	0,38
7	415,65	0,81
8	448,66	1,10
9	508,68	1,29
10	558,20	1,59
11	600,21	1,93
12	634,72	2,27
13	672,24	2,91
14	693,24	3,83
15	697,74	4,80
16	688,74	5,73
17	684,24	6,57
18	678,24	7,49
19	673,74	8,46
20	667,73	9,79
21	660,23	10,63
22	658,73	11,72
23	654,23	12,84
24	649,73	13,90
25	643,73	14,84
26	640,72	15,63
27	634,72	16,45
28	630,22	17,19
29	631,72	18,06
30	619,72	19,17
31	610,71	19,78
32	603,21	20,97
33	598,71	22,16
34	580,70	23,36
35	570,20	24,48
36	564,20	25,51
37	556,70	26,66
38	544,69	27,72
39	535,69	28,74
40	532,69	29,78
41	522,18	30,71
42	520,68	31,88
43	499,68	32,72
44	481,67	32,82
45	475,67	32,86
46	471,17	32,94



### Propriedades dos concretos dos modelos

modelo	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (Gpa)
A1	31,9	24,92
A2	33,0	24,99
A3	33,1	25,03
A4	32,5	24,80
A5	32,9	24,95
A6	32,6	24,84
A7	33,0	24,99
A8	32,9	24,95
X1	19,5	20,93
B1	26,6	22,44
B2	26,6	22,44
B3	27,2	22,69
B4	26,9	22,56
B5	28,5	23,22
B6	24,8	21,66
B7	28,3	23,14
B8	24,8	21,66
C1	46,9	27,74
C2	48,1	28,09
C3	49,1	28,38
C4	48,7	28,26
C5	48,7	28,26
C6	45,9	27,44
C7	49,4	28,47
C8	49,7	28,55
D1a	31,6	25,30
D1b	31,3	25,18
D1c	31,3	25,18
D2a	31,4	25,22
D2b	31,4	25,22
D2c	31,3	25,18
D3a	31,6	25,30
D3b	32,4	26,18
D3c	31,1	25,10
D4a	32,6	26,26
D4b	32,2	26,10
D4c	32,2	26,10
D5a	22,2	(*)
D5b	32,1	26,06
D5c	31,3	25,18

(\*) não foi determinado

Os valores de  $f_c$  e de  $E_c$  constantes desta tabela foram obtidos por interpolação, considerando as medições experimentais em determinadas idades dos concretos.

# **Apêndice B**

## **Redes Neurais Artificiais**

## B.1 Considerações iniciais

Embora a utilização de redes neurais para a solução de problemas na área de engenharia estrutural já não seja tão incomum, há uma série de particularidades e procedimentos a ser observados que não se encontram compilados numa única publicação. Por essa razão, neste apêndice apresenta-se uma visão geral a respeito das bases teóricas das redes neurais artificiais (RNA), dos procedimentos de seleção e preparo dos dados e do processo de treinamento da rede.

## B.2 Uma visão geral sobre Redes Neurais

As RNAs constituem uma ferramenta computacional para modelagem de problemas complexos, que simula a arquitetura e as operações internas do cérebro humano e do sistema nervoso. Têm sido empregadas com sucesso em diversas áreas do conhecimento, incluindo a engenharia, e são aplicáveis a problemas de estimativa, classificação e controle de dados.

O desenvolvimento de algumas áreas do conhecimento tem sido fortemente motivado pelo desejo do homem de criar máquinas que simulem sua inteligência. A idéia de simular a inteligência humana envolve dois valores semânticos diferentes que conduzem a duas interpretações. Uma delas se baseia no conceito de sistemas artificiais que reproduzem fielmente as características de um especialista em tomada de decisão. A outra advoga a criação de sistemas baseados em estruturas neurais, que imitam de alguma forma a capacidade cognitiva do cérebro. A partir dessas duas interpretações surgiram duas teorias diferentes: a *simbólica* e a *conexionista*.

A teoria *simbólica* lida com a solução de problemas como um processo essencialmente algorítmico. Para executar uma tarefa qualquer, cria-se um programa que a divide essa tarefa em passos que podem ser executados em seqüência, um de cada vez. A teoria

*conexionista* tem uma inspiração biológica baseada no suposto funcionamento do cérebro, na qual se presume que a inteligência é produzida a partir da ação simultânea de processadores simples denominados neurônios. Cada neurônio é um sistema dinâmico que se comunica com muitos outros ao mesmo tempo, sem ter que obedecer a uma unidade central de processamento. Esse tipo de arquitetura é conhecido como Processamento Paralelo e Distribuído (PPD).

As redes neurais artificiais, ou simplesmente redes neurais, são modelos desenvolvidos nas últimas décadas a partir da observação do funcionamento dos sistemas neurais biológicos associado ao processamento paralelo do cérebro humano. A idéia surgiu das pesquisas em Inteligência Artificial. Especificamente, as redes neurais artificiais tentam imitar a capacidade de aprender e a tolerância a falhas dos sistemas neurais biológicos, por meio de uma modelagem simplificada da estrutura do cérebro.

Um histórico detalhado sobre o desenvolvimento das redes neurais artificiais é apresentado por HAYKIN (2001).

### **B.2.1 A origem biológica das redes neurais**

O sistema nervoso é composto de um número muito grande de unidades de processamento chamadas neurônios, que são células com a habilidade de receber informação do próprio corpo ou do ambiente externo, integrar a informação e transmiti-la a outras células. Esses neurônios servem como modelo para as RNAs.

Os neurônios biológicos consistem de um corpo celular coberto com uma membrana. Eles têm uma rede complexa de prolongamentos: os dendritos, que podem ser em grande número e com muitas ramificações, e o axônio ou filamento nervoso, que geralmente é único (FIG. B.1).

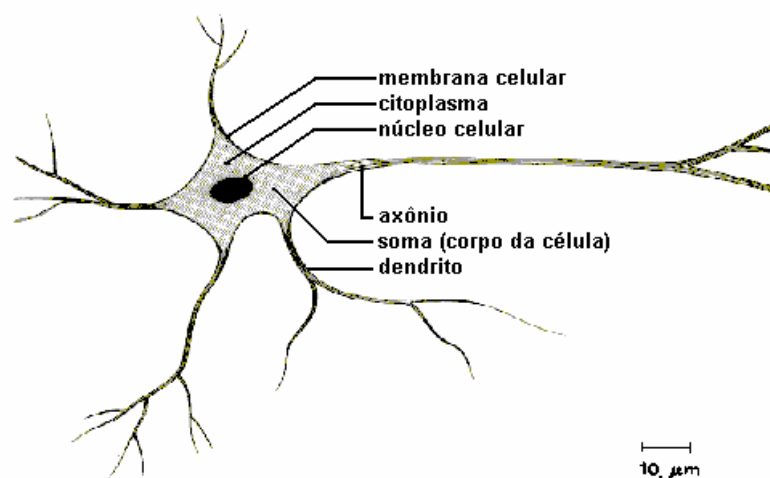


FIGURA B.1 – Estrutura de um neurônio biológico.

A função dos dendritos é receber informação – ou impulsos nervosos – de outros neurônios e transportá-la para o corpo da célula, onde é processada e novos impulsos são gerados. Os novos impulsos são então transmitidos pelo axônio para um outro neurônio ao qual ele está ligado, geralmente por meio de um dendrito.

O ponto de contato entre o axônio de um neurônio e o dendrito de outro é chamado de *sinapse*, uma lacuna (um espaço entre dois neurônios) através da qual a informação é transmitida com o auxílio de neuro-transmissores químicos. É por meio das sinapses que os neurônios se conectam uns aos outros para formar a rede neural. Elas atuam como uma válvula que controla a transmissão dos impulsos nervosos – o fluxo de informação – entre os neurônios e a rede neural. Essa habilidade reguladora é chamada de eficiência sináptica.

Quando ativado, um neurônio dispara um sinal eletroquímico ao longo do axônio, na forma de um pulso que cruza as sinapses para outros neurônios. Um neurônio só dispara um pulso se o sinal total recebido pelo corpo da célula exceder um certo nível, chamado *limiar de disparo* ou *limiar de excitação*. Se o estímulo recebido estiver abaixo do limiar de excitação, o neurônio não emitirá um impulso nervoso. Por outro lado, se o limiar for ultrapassado, o potencial de ação do neurônio será sempre o mesmo, qualquer

que seja a intensidade do estímulo. O fenômeno se dá numa base binária: ou o impulso nervoso é emitido ou não. Não há uma gradação de intensidade em jogo.

Segundo HEBB (*apud* HAYKIN, 1994), aprender consiste principalmente em alterar o vigor das conexões sinápticas. Por exemplo, no clássico experimento de condicionamento Pavloviano, onde um sino é tocado quando a comida é dada a um cachorro, o animal rapidamente aprende a associar o barulho do sino ao ato de comer. As conexões sinápticas entre o córtex auditivo e as glândulas salivares são potencializadas, de forma que quando o córtex auditivo é estimulado pelo som do sino o cão começa a salivar.

O cérebro é capaz de executar tarefas complexas por meio de um grande número de unidades de processamento extremamente simples. Cada uma delas efetua uma soma ponderada de seus *inputs* e então dispara um sinal binário caso o sinal total exceda o limiar de disparo. Embora a presente descrição seja muito simples em relação à complexidade real do cérebro, as redes neurais artificiais podem alcançar alguns resultados notáveis usando um modelo não muito mais complexo do que o descrito aqui.

### **B.2.2 O neurônio artificial**

Observando os sistemas neurais biológicos, alguns cientistas tentaram reproduzir seu funcionamento com modelos matemáticos. Um neurônio artificial é definido da seguinte maneira: o neurônio recebe um certo número de entradas (*inputs*), que tanto podem ser dados originais como respostas de outros neurônios<sup>24</sup> da rede. Cada entrada é recebida por meio de uma conexão que possui uma resistência, ou peso; esses pesos correspondem à eficácia sináptica num neurônio biológico. Cada neurônio também possui um valor único de limiar de excitação. A soma ponderada das entradas é efetuada

---

<sup>24</sup> Na literatura sobre Redes Neurais artificiais é comum encontrar várias denominações para os neurônios; por exemplo: nodos, processadores, unidades, nodos MCP (de McCulloch e Pits), etc.

e o limiar é subtraído para compor a ativação do neurônio (também conhecida como potencial pós-sináptico do neurônio).

O sinal de ativação é passado adiante por meio de uma função de ativação (também conhecida como função de transferência) para produzir a saída do neurônio. Se a função de ativação adotada é do tipo degrau (i.e., a saída do neurônio é zero se a entrada é menor do que zero, e 1, se a entrada é maior ou igual a zero), então o neurônio atua exatamente como o neurônio biológico descrito anteriormente (subtrair o limiar da soma ponderada e comparar com zero é equivalente a comparar a soma ponderada com o limiar). Os pesos também podem ser negativos, o que implica que a sinapse pode ter um efeito inibitório sobre o neurônio, além do efeito excitador.

Para demonstrar as propriedades computacionais elementares do neurônio, McCULLOCH e PITTS (1943) apresentaram um modelo formal que incorporava o conhecimento sobre o sistema nervoso e a computação digital à época. Esse modelo, também chamado de modelo MCP, representa de forma bastante simples o funcionamento do neurônio biológico, utilizando uma regra de propagação e uma função de ativação. O neurônio emite um sinal, ou não, com base em um limiar, em analogia com a lei do tudo ou nada. Sua descrição matemática decorre de um modelo com  $n$  terminais de entrada ( $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ ), que representam os dendritos (*inputs*), e apenas um terminal de saída  $y$ , representando o axônio (FIG. B.2). “Para emular o comportamento das sinapses, os terminais de entrada do neurônio têm pesos acoplados  $w_1, w_2, \dots, w_n$  cujos valores podem ser positivos ou negativos, dependendo de as sinapses correspondentes serem inibitórias ou excitatórias. O efeito de uma sinapse particular  $i$  no neurônio pós-sináptico  $j$  é dado por  $x_i w_{ij}$ . Os pesos determinam em que grau o neurônio deve considerar sinais de disparo que ocorrem naquela conexão.” (BRAGA *et al.*, 2000)

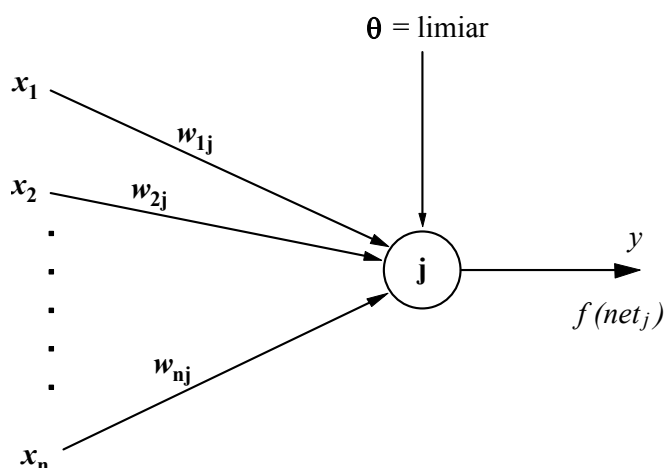


FIGURA B.2 – O modelo de MCCULLOCH e PITTS para o neurônio artificial.

Observando a FIG. B.2, pode-se dizer que a entrada líquida  $net_j$  é dada pela seguinte regra de propagação:

$$net_j = \sum_{i=1}^n w_{ij} x_i - \theta \quad (\text{B.1})$$

A função de ativação determina se e como o sinal avança. Se a função de ativação é a função degrau, tem-se a seguinte situação:

$$f(net_j) = \begin{cases} 1, & \forall net_j \geq 0 \\ 0, & \forall net_j < 0 \end{cases} \quad (\text{B.2})$$

A partir do modelo de McCULLOCH e PITTS, foram derivados vários outros que permitem a produção de uma saída qualquer, não necessariamente zero ou um, com funções de ativação diversas. A FIG. B.3 ilustra graficamente quatro funções de ativação diferentes.



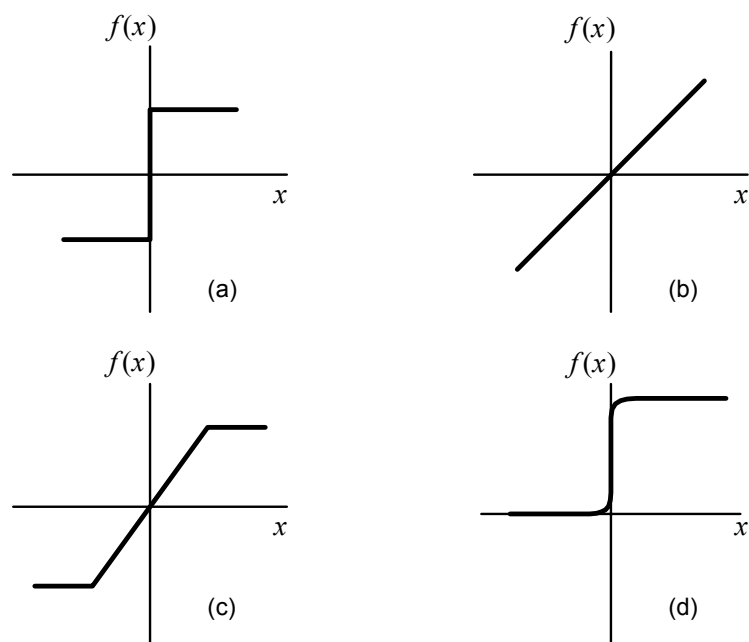


FIGURA B.3 – Exemplos de funções de ativação.

Na FIG. B.3, o gráfico (a) representa a função degrau de maneira similar a uma função sinal que produz a saída  $+\gamma$  para os valores de  $x$  maiores que zero e  $-\gamma$  em caso contrário, podendo ser representada pela Eq. (B.3):

$$f(x) = \begin{cases} +\gamma, & \forall net_j \geq 0 \\ -\gamma, & \forall net_j < 0 \end{cases} \quad (\text{B.3})$$

O gráfico (b) representa uma função de ativação linear, que pode ser definida pela Eq. (B.4),

$$f(x) = \alpha x \quad (\text{B.4})$$

onde  $\alpha$  é um número real que define a saída linear para os valores de entrada.

A função linear pode ser restringida para produzir valores constantes em uma faixa  $[-\gamma, +\gamma]$ , conforme a FIG. B.3c e a Eq. (B.5):

$$f(x) = \begin{cases} +\gamma, & \forall x \geq +\gamma \\ x & \forall |x| < +\gamma \\ -\gamma, & \forall x \leq -\gamma \end{cases} \quad (\text{B.5})$$

O gráfico da FIG. B.3d representa a função logística, que é semilinear, limitada e monotônica. Ela é conhecida também como *S-shape*, um caso particular da função sigmóide, e é definida pela Eq. (B.6):

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x/T}} \quad (\text{B.6})$$

É possível definir várias funções sigmóides. Entretanto, a função logística expressa pela Eq. (B.6) possui características fundamentais para permitir a operação dos algoritmos de treinamento das redes neurais, tais como ser uma função suave e facilmente diferenciável. A função degrau não é utilizada na prática porque não possui essas características.

### B.2.3 O modelo Perceptron

Os conexionistas desenvolveram modelos para diversas aplicações, sempre começando com o elemento mais simples, o neurônio, e conectando-o com uma certa topologia até obter a função que descreve o comportamento geral do sistema.

Em 1958 o psicólogo Frank Rosenblatt introduziu o conceito de *aprendizado* em redes neurais. O modelo proposto por ROSENBLATT (1958), conhecido como Perceptron, consistia de uma rede de neurônios MCP dispostos em apenas duas camadas, uma de entrada e outra de saída (FIG. B.4).

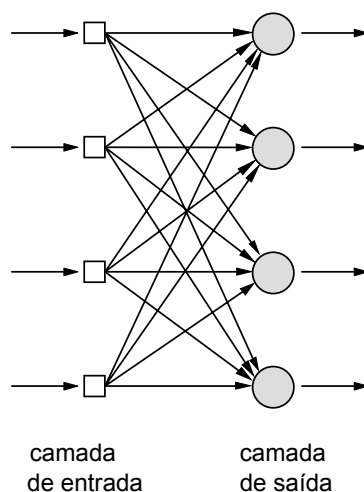


FIGURA B.4 – O modelo Perceptron, proposto por ROSENBLATT (1958).

“O Perceptron é a forma mais simples de uma rede neural usada para a classificação de padrões ditos *linearmente separáveis* (i. e. padrões que se encontram em lados opostos de um hiperplano)” (HAYKIN, 2001). O algoritmo Perceptron tenta encontrar uma linha (ou em geral um hiperplano) que separe completamente dois grupos (ver FIG. B.5a). Esse algoritmo posiciona a linha arbitrariamente no espaço da amostra e então examina de qual lado da linha cada classe está. Se um caso está do lado errado, então a posição da linha é modificada para que o caso fique do lado correto, ou simplesmente para trazê-lo para mais perto da posição adequada. Existem várias formas possíveis de atualizar a posição da linha. Se esse processo é repetido e se existe uma linha que divide os dois grupos, então eventualmente todos os casos ficarão situados do lado correto em relação à linha. Do contrário o processo nunca convergirá e a linha ficará trocando de posição indefinidamente sem nunca chegar a uma solução.

MINSKY e PAPERT (1969) apontaram uma série de limitações dos primeiros modelos conexionistas como o Perceptron. Demonstraram que com um Perceptron de uma camada não é possível representar problemas como o do operador XOR (*exclusive-OR*), uma vez que os elementos (resultados) não são linearmente separáveis (ver FIG. B.5b). A base matemática e científica da análise de MINSKY e PAPERT foi suficiente para desestimular os interesses no campo conexionista na época. Por essa razão a lógica (interpretação simbolista) predominou nas pesquisas durante a

década de 70. Sua grande contribuição na Inteligência Artificial foi o desenvolvimento de sistemas especialistas, onde um *expert* fornecia o conhecimento heurístico, e a lógica era usada como uma ferramenta computacional, de tal forma que o sistema inteligente simulava o comportamento do especialista. Enquanto o uso da lógica cresceu, a teoria conexionista permaneceu esquecida durante um período, e somente um pequeno número de pesquisadores permaneceu trabalhando nesse campo, desenvolvendo a base teórica que mais tarde tornaria possível o reaparecimento da neurocomputação.

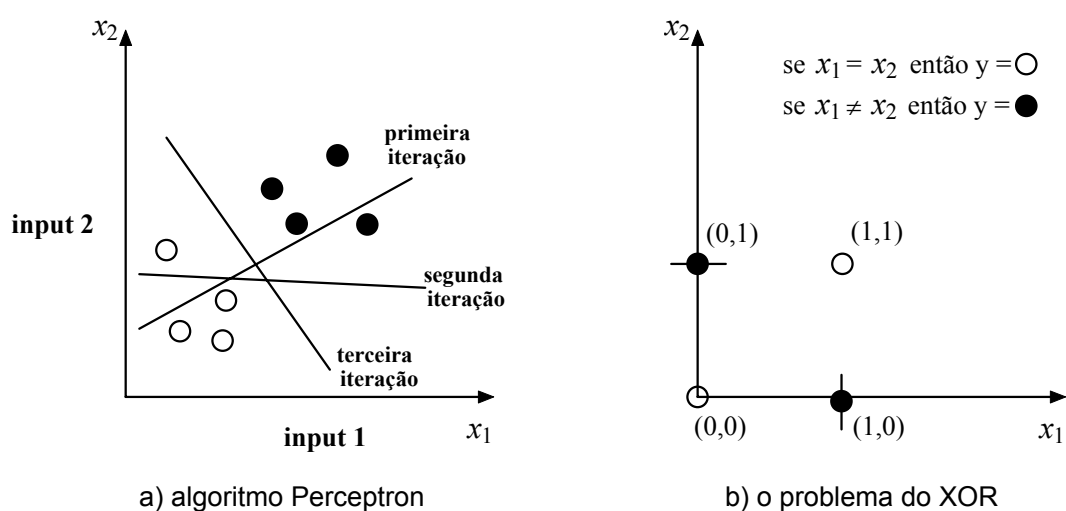


FIGURA B.5 – Uma ilustração do algoritmo Perceptron. As duas classes representadas por ● e ○ são: (a) linearmente separáveis e (b) não linearmente separáveis (VIEIRA, 2000).

#### B.2.4 O Perceptron Multi-camadas

A despeito do sucesso dos sistemas especialistas, alguns aspectos que representavam limitações à evolução da abordagem simbolista levaram ao renascimento do interesse pelos modelos conexionistas a partir dos anos 80. Os problemas como a dificuldade em adquirir o conhecimento heurístico, a incapacidade da lógica para manipular o processo de aprendizado e descobertas de que algumas atividades inteligentes requerem ferramentas diferentes daquelas propostas pela lógica foram os principais fatores motivadores desse fenômeno.

O reaparecimento efetivo da computação neural, entretanto, ocorreu somente em 1982, a partir de uma publicação de John Hopfield, do Instituto de Tecnologia da Califórnia (HOPFIELD, 1982). HOPFIELD fez uma análise detalhada e uma interpretação física da dinâmica das redes neurais. Esse trabalho foi fundamental, tendo sido considerado o ponto de partida para os modelos conexionistas que se tornaram realidade uma década depois. Essa área foi responsável por grandes avanços na ciência da computação nos últimos anos. Tal ressurgimento teve por base a demonstração de que os modelos conexionistas com múltiplas camadas (os Perceptrons originalmente possuíam apenas duas camadas) poderiam ser usados com sucesso para separar vetores não-ortogonais e para o desenvolvimento de algoritmos de aprendizado eficientes para redes multicamada. A introdução de camadas intermediárias (ou ocultas) entre as camadas de neurônios de entrada e de saída forneceu a estrutura necessária para que as redes neurais pudessem aprender os diferentes tipos de agrupamento requeridos e, dessa forma, possibilitar uma classificação mais complexa em sistemas não-lineares. Surgiram, assim, as redes Perceptron Multicamada, ou MLP (sigla de *MultiLayer Perceptron*), com camadas intermediárias entre as de entrada e saída. Na FIG. B.6 é apresentado um esquema de uma rede MLP.

O grafo mostrado na FIG. B.6 é típico da modelagem de um problema de classificação, quando em geral se tem vários neurônios de saída. No caso de um problema de predição tem-se apenas uma variável de saída, que é a resposta que se procura para os dados de entrada disponíveis.

Os Perceptrons Multicamada são talvez a arquitetura de redes neurais mais utilizada atualmente, tendo sido desenvolvidos originalmente por RUMELHART e McCLELLAND (1986). Tipicamente, a rede consiste de um conjunto de unidades sensoriais que constituem a *camada de entrada*, uma ou mais *camadas ocultas* de nós computacionais e uma *camada de saída* de nós computacionais, arranjas numa topologia que forma uma estrutura do tipo *feedforward* (alimentada adiante). O sinal de entrada se propaga para frente através da rede, camada por camada. Dessa forma, a rede pode ser vista como um tipo de modelo entrada-saída, em que os pesos e limiares de

ativação são os parâmetros livres. Essas redes podem modelar funções de complexidade quase arbitrárias, com o número de camadas e a quantidade de neurônios em cada camada determinando a complexidade da função implícita, que descreve o problema em questão.

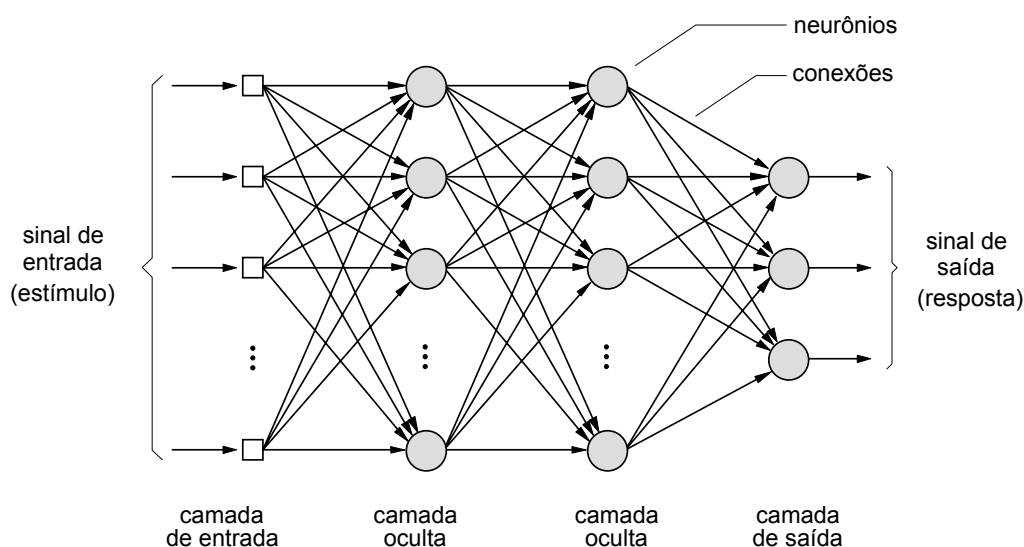


FIGURA B.6 – Arquitetura de uma rede Perceptron Multicamada com duas camadas ocultas.

O número de neurônios de entrada e saída é definido pelo problema. Pode haver alguma incerteza do usuário quanto à definição das variáveis de entrada a utilizar. Entretanto, o número de camadas ocultas e a quantidade de neurônios nessas camadas ainda permanece objeto de pesquisa. Um bom ponto de partida é iniciar com uma única camada oculta e com um número de neurônios nessa camada igual à metade da soma dos nodos de entrada e de saída.

Nas redes MLP, cada neurônio inclui uma *função de ativação não-linear* (uma função sigmóide como a da Eq. B.6), diferenciável em qualquer ponto (não-linearidade suave), ao contrário da limitação abrupta utilizada no Perceptron de ROSENBLATT (1958). A rede contém uma ou mais camadas de *neurônios ocultos*, que não são parte da entrada nem da saída da rede. Esses neurônios ocultos capacitam a rede a aprender tarefas

complexas extraíndo progressivamente as características mais significativas dos padrões (vetores) de entrada (HAYKIN, 2001).

Os aspectos mais importantes no projeto de uma rede MLP são a especificação do número de camadas ocultas e de neurônios em cada uma delas (HAYKIN, 1994; BISHOP, 1995).

A experiência tem demonstrado que uma rede MLP sem camadas ocultas pode representar apenas problemas linearmente separáveis. Um MLP com uma única camada oculta é capaz de modelar adequadamente a maioria dos problemas de classificação do mundo real. Com duas camadas ocultas a rede é teoricamente capaz de modelar qualquer problema. Na prática, entretanto, a maioria dos problemas é passível de solução com um MLP de apenas uma camada. São raras as situações em que são necessárias duas camadas para se chegar a uma solução, e praticamente se desconhece casos que demandem três camadas.

### **B.2.5 O processo de treinamento da rede**

Um requisito importante para o uso de redes neurais é saber, ou intuir, que existe uma relação entre os dados de entrada e os de saída. Essa relação não precisa ser exata, mas deve existir. Para muitos fenômenos estudados as variáveis de entrada podem ser influenciadas por outros fatores, além dos considerados, sem contar a possibilidade de existirem elementos puramente aleatórios.

Quando se usam redes neurais, o objetivo não é conhecer a natureza exata da relação entre os dados de entrada e os de saída. Aliás, se essa relação fosse conhecida, seria possível modelá-la diretamente. Uma característica chave das redes neurais é que elas aprendem a relação entre os dados de entrada e os de saída por meio de um treinamento. Existem dois tipos de treinamento usados em redes neurais, conhecidos como “treinamento supervisionado” e “treinamento não-supervisionado”. O tipo mais

comumente utilizado é o supervisionado. Na prática, podem-se ter vários tipos de rede usando treinamentos diversos.

No aprendizado supervisionado o usuário reúne um conjunto de casos para treinamento, que contêm dados de entrada e suas respectivas saídas, e a rede aprende a prever a relação entre os dois. Os dados de treinamento usualmente são tomados ou de registros históricos ou de medições experimentais.

Uma vez selecionados os números de camadas e de neurônios em cada camada, os pesos e limiares da rede devem ser ajustados de forma a minimizar o erro de predição. Esse é o papel dos algoritmos de treinamento. O processo equivale a ajustar o modelo representado pela rede aos dados disponíveis para treinamento. O erro de uma configuração particular da rede pode ser determinado processando-se todos os casos de treinamento e comparando-se a resposta gerada com o resultado conhecido que se espera obter. As diferenças são combinadas juntamente por uma *função erro* para produzir o erro da rede. A função de erro mais comum é a *soma dos quadrados dos erros*, onde os quadrados dos erros individuais dos nodos de saída relativos a cada caso são todos somados.

Nas abordagens de modelagem tradicionais (e.g., modelagem linear) é possível determinar algoritmicamente a configuração do modelo que minimiza o erro. No caso das redes neurais, embora seja possível ajustar uma rede que resulte num erro muito pequeno, nunca se sabe se este poderia ser ainda menor.

Um conceito útil neste ponto é o da superfície de erro. Assume-se que cada um dos  $n$  pesos e limiares da rede (i.e., os parâmetros livres do modelo) é uma dimensão no espaço. A dimensão  $n+1$  é o erro da rede. Para qualquer configuração possível de pesos, o erro pode ser plotado na dimensão  $n+1$ , formando uma superfície de erro (FIG. B.7). O objetivo do treinamento da rede é encontrar o ponto mais baixo nessa superfície multi-dimensional (o mínimo global da função erro).



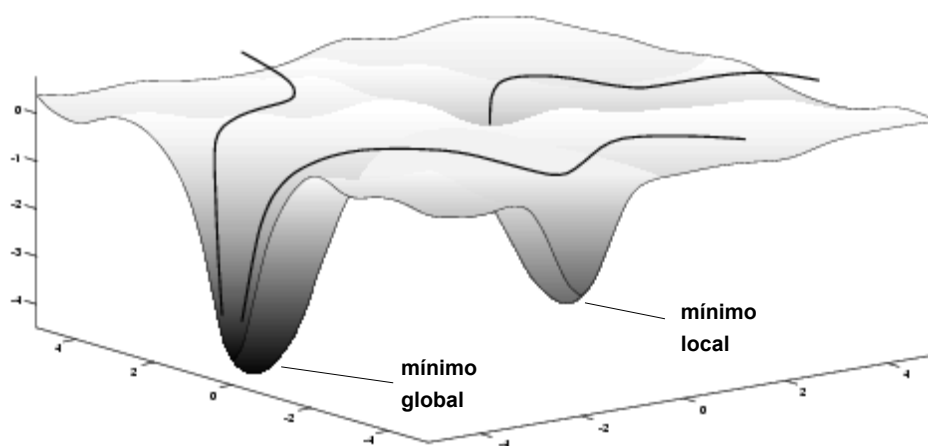


FIGURA B.7 – Aspecto de uma superfície de erro multi-dimensional.

Num modelo linear com função soma dos quadrados dos erros, a superfície de erro é uma parábola (quadrática), ou seja, uma concha suave com um único mínimo. Neste caso, portanto, é fácil localizar o mínimo. Por outro lado, as superfícies de erro para as redes neurais são muito mais complexas, com diversas características topológicas como mínimos locais (que estão abaixo da superfície adjacente, mas acima do mínimo global), áreas planas e platôs, pontos de sela e longas ravinas estreitas (ver FIG. B.7).

Não é possível determinar analiticamente onde o mínimo global da função de erro se encontra. O treinamento de uma rede neural é essencialmente a exploração da superfície de erro. Partindo de uma configuração randômica inicial para os pesos e limiares (i.e., um ponto randômico na superfície de erro), os algoritmos de treinamento procuram incrementalmente pelo mínimo global. Isso é feito da seguinte maneira: calcula-se o gradiente (a inclinação) da superfície de erro no ponto corrente e faz-se um movimento em declive com base nessa informação. Partindo do princípio que o mínimo está no ponto mais baixo da superfície, o objetivo é descer na direção em que o declive é mais acentuado. Eventualmente, o algoritmo pára num ponto baixo, que pode ser um mínimo local ou o desejado mínimo global (ver FIG. B.7).

Se a rede for treinada apropriadamente, ela aprende a modelar a função (desconhecida) que relaciona os dados de entrada aos de saída e pode, subseqüentemente, ser usada para fazer predições em situações em que as saídas não são conhecidas.

### B.2.6 O algoritmo back-propagation

Existem vários algoritmos de treinamento supervisionado. O mais utilizado é conhecido como *algoritmo de retropropagação do erro* (*error back-propagation*), ou simplesmente *back-propagation*. Desenvolvido por RUMELHART *et al.* (1986), esse algoritmo ajusta os pesos e limiares da rede, de forma a minimizar o erro em suas predições sobre o conjunto de dados de treinamento.

Os Perceptrons multi-camada têm sido aplicados com sucesso para resolver diversos problemas complexos utilizando o *back-propagation* (HAYKIN, 2001). Esse algoritmo é baseado na *regra de aprendizagem por propagação de erro* e pode ser visto como uma generalização do conhecido algoritmo do mínimo quadrado médio (LMS).

Basicamente, a aprendizagem por retropropagação do erro consiste de dois passos através das diferentes camadas da rede: um para frente, a *propagação*, e um para trás, a *retropropagação*. No *passo para a frente*, um vetor de dados de entrada é aplicado aos nós sensoriais e seu efeito se propaga pela rede, camada por camada. Finalmente, uma saída (ou um conjunto de saídas) é produzida como a resposta real da rede. Durante a propagação, os pesos sinápticos são todos *fixos*. No *passo para trás*, por outro lado, os pesos sinápticos são ajustados de acordo com uma regra de correção do erro, que é calculado subtraindo-se a resposta real da rede do resultado desejado (conhecido na etapa de treinamento – faz parte do conjunto de dados disponível). Esse erro é então propagado para trás através da rede, contra a direção das conexões sinápticas – de onde vem o nome “*retropropagação de erro*” (*error back-propagation*). Os pesos sinápticos são ajustados para que a resposta real da rede se mova para mais perto do resultado desejado, em um sentido estatístico (HAYKIN, 2001).

No *back-propagation* o vetor do gradiente da superfície de erro é calculado. Esse vetor aponta na direção do declive mais íngreme a partir do ponto corrente, de forma que um pequeno movimento feito nessa direção implica na diminuição do erro. Uma seqüência de movimentos desse tipo eventualmente encontra um mínimo de algum tipo. Uma dificuldade é decidir quão grandes os passos devem ser. Passos largos podem convergir

mais rapidamente, mas também podem sobrepassar a solução ou andar na direção errada. No treinamento de redes neurais, não raro ocorre de o algoritmo progredir muito lentamente ao longo de um vale estreito e muito íngreme, pulando de uma encosta para a outra. Em contraste, passos muito pequenos podem ir na direção correta, mas requerem um grande número de iterações. Na prática, o tamanho do passo é proporcional à inclinação da superfície e a uma constante especial chamada *taxa de aprendizado*. O ajuste correto da taxa de aprendizado depende da aplicação e é feito individualmente para cada experimento; ele pode também variar com o tempo, tornando-se menor à medida que o algoritmo progride.

O algoritmo também é usualmente modificado pela inclusão de um termo chamado 'momento'. Esse artifício encoraja o movimento numa direção fixa, de forma que se vários passos são dados na mesma direção, o algoritmo ganha velocidade, o que algumas vezes proporciona a capacidade de escapar de mínimos locais e ainda passar mais rapidamente por zonas planas e platôs.

O algoritmo progride iterativamente, por meio de vários incrementos. Em cada incremento, os casos de treinamento são submetidos à rede em seqüência, a saída alvo e a saída atual são comparadas e o erro é calculado. Esse erro, associado ao gradiente da superfície de erro, é usado para ajustar os pesos, e então o processo se repete. A configuração inicial da rede é randômica, e o treinamento pára quando ocorre uma das seguintes situações: um dado número de iterações se completa, ou o erro atinge um nível aceitável, ou o erro pára de diminuir. Pode-se escolher qual dessas condições de parada utilizar. Na FIG. B.8 é mostrado um gráfico da evolução do erro durante o processo de treinamento de uma rede. Nesse caso, o treinamento poderia ter sido parado a partir de 85 iterações, aproximadamente.

O *back-propagation* é o algoritmo de treinamento de redes neurais mais conhecido (PATTERSON, 1996; HAYKIN, 1994; FAUSETT, 1994). Algoritmos modernos de segunda ordem, como o do *Gradiente Descendente Conjugado* e o de *Levenberg-Marquardt* (BISHOP, 1995; SHEPHERD, 1997), são substancialmente mais rápidos para muitos problemas, mas o *back-propagation* ainda apresenta vantagens em algumas

circunstâncias e é o mais fácil de entender. Existem algumas modificações heurísticas do *back-propagation* que funcionam bem para certos tipos de problemas, tais como o *quick-propagation* (FAHLMAN, 1988) e o *Delta-bar-Delta* (JACOBS, 1988).

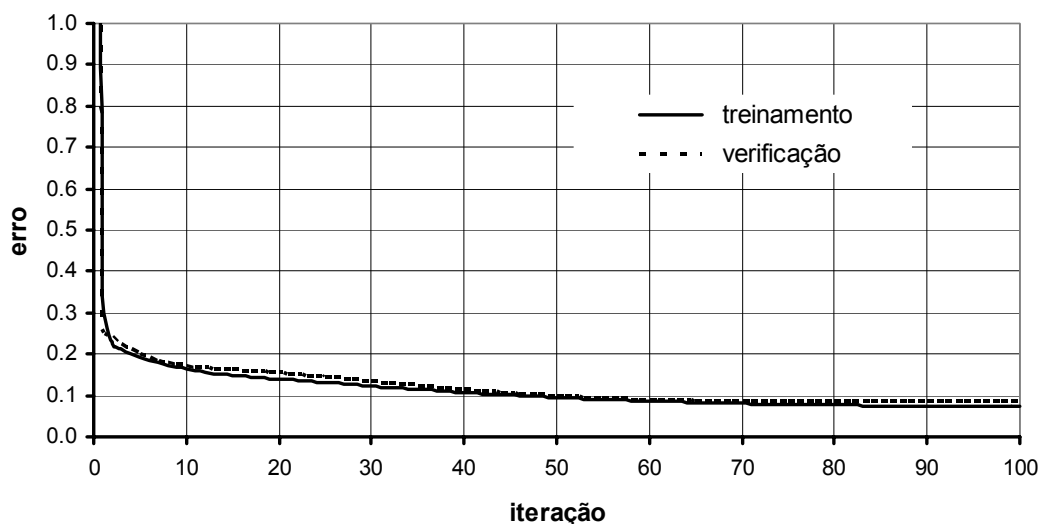


FIGURA B.8 – Evolução do erro ao longo do processo de treinamento da rede.

### B.2.7 Over-learning e generalização

A propriedade mais desejável de uma rede neural é a habilidade de generalizar para novos casos. Na realidade, o treinamento de uma rede neural se baseia na minimização do erro no conjunto de dados de treinamento. Entretanto, esse conjunto de treinamento não é perfeito, nem tampouco infinitamente grande, e pesquisar o erro mínimo nele não é a mesma coisa que buscar o mínimo global na superfície de erro global, ou seja, a superfície de erro da função desconhecida que explica o fenômeno em questão (BISHOP, 1995).

Uma implicação importante dessa característica é o problema do super-aprendizado (*over-learning*, ou *over-fitting*). É mais fácil demonstrar esse conceito usando o ajuste de polinômios ao invés de redes neurais, mas o conceito é precisamente o mesmo. Por exemplo, suponha-se um conjunto de dados para o qual deseja-se ajustar uma função polinomial. Os dados provavelmente contêm ruído (distorções em relação ao valor

teórico), de forma que não se deve esperar que o melhor modelo passe por todos os pontos conhecidos. Um polinômio de baixa ordem pode não ser suficientemente flexível para passar próximo a todos os pontos. Por outro lado, um polinômio de mais alta ordem seria mais flexível, podendo se adequar aos dados exatamente, adotando uma forma altamente excêntrica mas que, todavia, não está relacionada com a verdadeira função por trás dos dados (ver FIG. B.9).

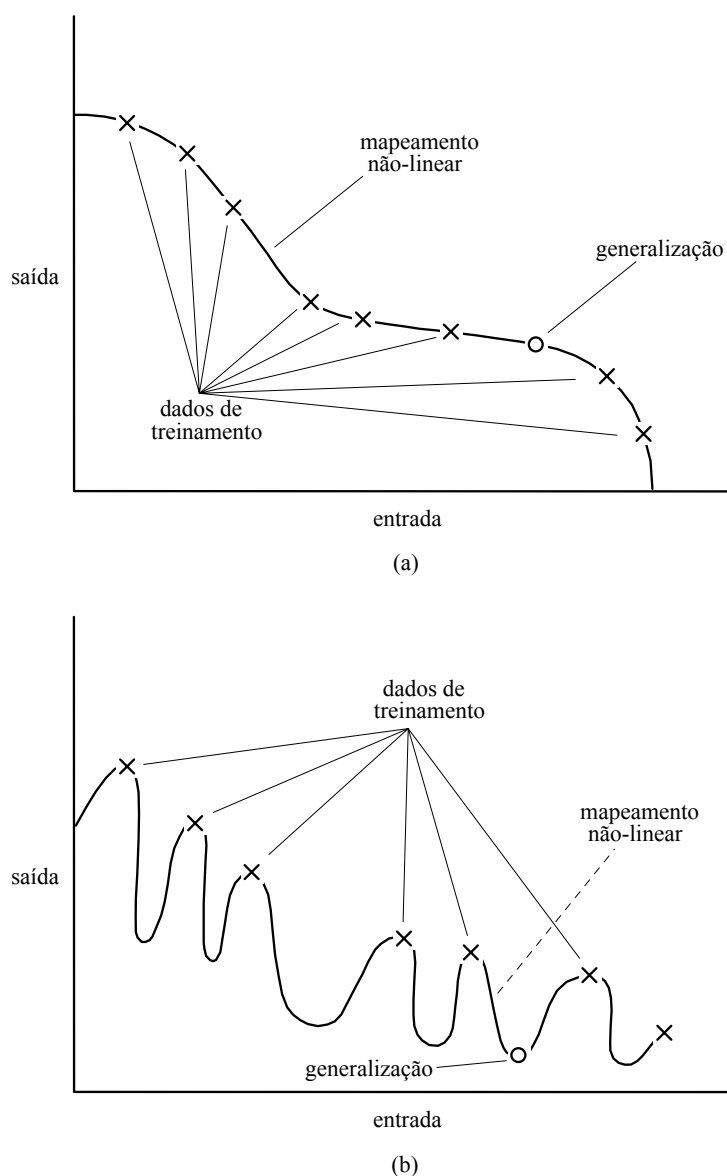


FIGURA B.9 – (a) Dados ajustados adequadamente (boa generalização)  
(b) Dados ajustados em excesso (generalização pobre).

As redes neurais apresentam precisamente o mesmo problema. Uma rede com mais pesos modela uma função mais complexa e, por isso, é propensa a *over-fitting*. Por outro lado, uma rede com menos pesos pode não ser suficientemente poderosa para modelar a função implícita. Por exemplo, uma rede sem camadas ocultas (apenas camadas de entrada e de saída) modela uma função linear simples. Uma questão que surge então é como selecionar a apropriada complexidade da rede. Uma rede muito grande irá quase invariavelmente chegar a um erro muito pequeno, mas isso pode indicar super-aprendizado, ao invés de boa modelagem.

Uma solução para esse problema é utilizar verificação cruzada. Alguns dos casos de treinamento são reservados e não são usados em princípio pelo algoritmo *back-propagation*. Ao invés disso, esses dados separados são usados para uma verificação independente durante o progresso do algoritmo. Invariavelmente o desempenho da rede nos conjuntos de treinamento e verificação é o mesmo (se não for, a divisão dos dados entre os dois conjuntos provavelmente foi mal-feita – tendenciosa). À medida que o treinamento progride, o erro cai naturalmente e, considerando que o treinamento consiste em minimizar a função erro, o erro da verificação também diminui. Todavia, se o erro no conjunto de verificação pára de diminuir ou começa a aumentar, é sinal de que a rede está começando a super ajustar os dados (*fazendo over-fitting*), e o treinamento deve ser interrompido. Quando isso ocorre é aconselhável diminuir a quantidade de neurônios nas camadas ocultas, ou mesmo o número de camadas, pois a rede possui potência maior do que a necessária para os dados em questão. Por outro lado, se a estrutura da rede é insuficiente para modelar a função implícita, nem o erro de treinamento nem o de verificação cairão a valores satisfatórios. Em casos assim é aconselhável aumentar a complexidade da rede.

Considerando o que foi relatado sobre os problemas associados com mínimos locais e as decisões quanto a que tamanho de rede utilizar, pode-se vislumbrar que usar redes neurais implica em experimentar um grande número de diferentes arquiteturas e, provavelmente, treinar cada uma delas diversas vezes (para evitar ser iludido por mínimos locais) e observar os desempenhos individuais. O elemento chave para a

avaliação é sempre o erro de verificação. De modo geral, um modelo simples é sempre preferível a um modelo complexo.

Durante o processo de experimentar diversas arquiteturas e opções de treinamento repetidamente, o conjunto de dados usado para verificação tem um papel chave na seleção do modelo, o que significa que ele é parte do processo de treinamento. Sua confiabilidade como um elemento independente para orientar o desempenho do modelo fica portanto comprometida, pois com um conjunto suficiente de experimentos pode-se dar a sorte de acertar uma rede que parece representar muito bem o conjunto de verificação. Para acrescentar confiabilidade ao modelo final, é prática comum (pelo menos quando o volume de dados permite) reservar um terceiro conjunto de casos, chamado ‘conjunto de teste’. Assim, o modelo final pode ser testado mais uma vez, para assegurar que os resultados para os conjuntos de treinamento e de verificação são realmente bons, e não um artifício do processo de treinamento. Evidentemente, para cumprir esse papel adequadamente o conjunto de teste deve ser utilizado uma única vez; se usados para ajustar e reiterar o processo de treinamento, os dados de teste se tornarão efetivamente dados de verificação.

Uma vez que as variáveis de entrada tenham sido selecionadas, o projeto de uma rede MLP segue um número determinado de etapas, que são listadas a seguir.

- Selecionar uma configuração inicial, tipicamente uma camada oculta com um número de neurônios equivalente à metade da soma dos nodos de entrada e de saída.
- Perfazer várias simulações com cada configuração, retendo a melhor rede encontrada (em termos de erro de verificação). É importante efetuar várias simulações porque pode-se até encontrar uma solução com um erro satisfatório, mas pode se tratar de um mínimo local.
- Para cada simulação, se ocorrer sub-aprendizado (a rede não atinge um nível de desempenho aceitável), tentar adicionar mais neurônios na(s) camada(s) oculta(s). Se isso não ajudar, adicionar uma camada oculta extra.
- Se ocorrer super-aprendizado (o erro de verificação começa a crescer), remover neurônios ocultos ou até mesmo camadas ocultas.

### B.2.8 Seleção dos dados

Por mera praticidade, deste ponto em diante o termo *dataset* será usado no lugar da expressão “conjunto de dados”.

Uma vez feita a opção por redes neurais para a solução de um problema, é necessário selecionar dados para o treinamento da rede. O *dataset* de treinamento inclui um certo número de casos, cada qual contendo valores para variáveis de entrada e de saída. As primeiras decisões a ser tomadas são: que variáveis usar e quantos (e quais) casos considerar. Cabe ressaltar aqui a diferença entre ‘dado’ e ‘caso’. Um caso pode ser constituído de vários dados (ou variáveis). Na realidade, o que está sendo chamado de caso é o conjunto de dados relacionados a uma situação experimental ou histórica registrada.

A escolha das variáveis, pelo menos a princípio, é intuitiva. A própria experiência do usuário no domínio do problema permite inferir quais delas influenciam no fenômeno estudado. Existem algoritmos de pré-análise que avaliam o grau de significância de cada variável para a análise e, eventualmente, podem recomendar a supressão de algumas com influência desprezível.

As redes neurais processam dados numéricos num intervalo razoavelmente limitado. Isso pode representar um problema se os dados possuem valores numa faixa incomum, ou se há dados faltantes, ou ainda dados não-numéricos. Entretanto, há métodos para tratar com cada um desses problemas. Os dados numéricos devem ser normalizados dentro de uma faixa apropriada para a rede, e valores faltantes podem ser substituídos por médias de valores conhecidos (BISHOP, 1995).

Os dados não-numéricos devem ser de algum modo codificados em forma numérica. A forma mais comum de dados não-numéricos consiste de variáveis de valor nominal, como Gênero = {Masculino, Feminino}. Variáveis de valor nominal podem ser representadas numericamente, todavia as redes neurais costumam não funcionar bem com variáveis nominais, que podem assumir um grande número de valores diversos.



O número de casos necessários para o treinamento de uma rede neural depende da complexidade da função (desconhecida) que a rede está tentando modelar para o problema em questão e, eventualmente, pode não ser suficiente para atingir um resultado satisfatório. Existem algumas diretrizes heurísticas que relacionam o número de casos necessários ao tamanho da rede. A mais simples dessas regras diz que o número de casos necessários deve ser de pelo menos 10 vezes o número de conexões da rede. À medida que o número de variáveis aumenta, o número de casos requeridos aumenta não-linearmente, de forma que mesmo para um número relativamente pequeno de variáveis um grande número de casos faz-se necessário. Esse problema é conhecido como *maldição da dimensionalidade* e foi introduzido por Richard Bellman (BELLMAN, 1961 *apud* HAYKIN, 2001). Apesar do exposto, sabe-se que a *maldição da dimensionalidade* está relacionada com a suavidade da função em questão. Se a função é suave, é possível obter boas estimativas, mesmo num espaço de alta dimensionalidade.

Para a maior parte dos problemas práticos, o número de casos necessários será de centenas ou milhares. Para problemas muito complexos pode ser preciso um número ainda maior, e raramente consegue-se resolver um problema com redes neurais com menos de uma centena de casos. Pode acontecer de a informação disponível não ser suficiente para treinar a rede. O melhor que se pode fazer então, provavelmente, é ajustar um modelo linear por meio de uma Análise de Regressão Múltipla.

Em muitos casos práticos acontece de os dados não serem confiáveis, ou de haver “buracos” no *dataset* (dados faltantes). Há técnicas para contornar esses problemas e alguns aplicativos disponíveis oferecem recursos para isso. No caso de dados faltantes, por exemplo, é comum preencher as falhas com valores médios. Nas situações em que se tem um conjunto de dados pequeno, pode-se criar casos fictícios com informação faltante, forçando o aplicativo a gerar as médias para ampliar o *dataset*. Obviamente, essa prática não é a ideal e deve ser evitada se possível.

As redes neurais também são tolerantes a ruído (dados dispersos, com valores muito dispares em relação ao esperado). No entanto, há limites para essa tolerância: se

ocasionalmente aparecem pontos muito fora da faixa de valores normais, estes podem influenciar negativamente o treinamento da rede. A melhor abordagem nessas situações é identificar os pontos fora da curva e eliminá-los, seja descartando os casos ou transformando-os em dados faltantes. Se os pontos fora da curva são difíceis de detectar, há técnicas para tornar o treinamento mais tolerante a dados díspares (BISHOP, 1995), mas essa forma de treinamento é menos efetiva do que a abordagem padrão.

Como regras gerais, pode-se considerar os seguintes procedimentos:

- Selecionar as variáveis que podem influenciar o problema.
- Converter dados não-numéricos em dados numéricos ou descartá-los.
- Definir um número de casos para utilizar no treinamento da rede. Em geral são necessários muitos casos; quanto mais variáveis, mais casos.
- Casos em que faltam valores podem ser usados, se necessário, mas pontos fora da curva podem ser um problema. Melhor removê-los, se possível. Se há dados suficientes, descartar os casos em que faltam dados.

### **B.2.9 Pré e pós-processamento dos dados**

Toda RNA recebe dados de entrada numéricos e produz dados de saída numéricos. A função de ativação de um neurônio é escolhida tipicamente de forma que possa aceitar dados de entrada com qualquer ordem de grandeza. Todavia produzirá valores de saída numa faixa estritamente limitada (isso é chamado de efeito compressor). Embora os dados de entrada possam estar em qualquer faixa de ordem de grandeza, as unidades da rede são sensíveis apenas a dados de entrada numa faixa razoavelmente limitada (usualmente os pesos da rede assumem valores entre 0 e 1 ou próximos à unidade).

O que as RNAs fazem, essencialmente, são mapeamentos funcionais não-lineares arbitrários entre conjuntos de variáveis. Logo, seguindo esse raciocínio é fácil deduzir que uma RNA poderia mapear os dados de entrada brutos diretamente nos dados de

saída desejados. Contudo, quando se adota esse procedimento na prática constata-se que os resultados são muito ruins. De fato há razões para isso. Como comentado no item B.2.2, as informações que chegam em cada neurônio da rede são resultantes da multiplicação dos *inputs* pelos pesos. Geralmente, os pesos assumem valores entre zero e um. Entretanto os dados de entrada podem ter valores em qualquer faixa de ordem de grandeza. Numa equação de resistência de um elemento estrutural, por exemplo, têm-se dados de naturezas diferentes tais como comprimentos lineares, áreas e tensões. Cada variável dessas pode possuir valores com ordens de grandeza muito diferentes. Para que a RNA dê resultados plausíveis, é necessário fazer um pré-processamento da informação de entrada, de forma que todos os dados sejam transformados para a mesma faixa de ordem de grandeza. Na realidade, faz-se uma normalização dos dados de entrada, assegurando assim que tanto os dados de entrada como os de saída sejam da ordem da unidade. Isso facilita a manipulação dos pesos, todos na faixa da unidade, inclusive sua inicialização randômica no início do processo de ajuste da rede. Sem a normalização seria necessário encontrar uma solução para os pesos que resultaria em valores muito diferentes uns dos outros.

As redes neurais sempre requerem pré e pós-processamento dos dados para aplicações reais, em virtude de fornecerem resposta numa faixa restrita de valores numéricos e por exigirem que os dados estejam na forma numérica (BISHOP, 1995).

Um dos procedimentos mais comuns de pré-processamento consiste em fazer uma normalização linear das variáveis de entrada. Os valores numéricos devem ser normalizados dentro de uma faixa que seja apropriada para a rede (geralmente algo próximo de 1,0 ou entre 0 e 1). Uma forma comum e simples de efetuar uma normalização linear consiste em transformar os dados em função da faixa máximo/mínimo. Esse método pode ser expresso pela Eq. (B.7):

$$x_i'' = \frac{x_i - \min}{\max - \min} \quad (\text{B.7})$$

Outra transformação linear que pode ser utilizada é a seguinte: calcula-se a média e a variância de cada variável, considerando os valores disponíveis no conjunto de treinamento, conforme as Eqs. (B.8) e (B.9) a seguir:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{B.8})$$

$$\sigma_i^2 = \frac{1}{n+1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \quad (\text{B.9})$$

onde  $i$  é o número do caso em questão. Então define-se um novo conjunto com os valores normalizados segundo a expressão (B.10).

$$\hat{x} = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} \quad (\text{B.10})$$

Neste caso é fácil provar que as variáveis normalizadas possuem média zero e desvio padrão igual a 1,0 em relação ao conjunto de dados transformados.

O processo de normalização tem de ser executado na entrada dos dados e posteriormente revertido na saída. Em algumas circunstâncias pode ser mais apropriado utilizar normalização não-linear. Por exemplo, se é sabido que uma dada variável possui uma distribuição exponencial, pode-se tomar seu logaritmo.

No caso de dados nominais (alfanuméricos), há informações de dois estados (e.g., Gênero = {Masculino, Feminino}) e de múltiplos estados. Uma variável de dois estados é facilmente representada na forma numérica (e.g., Masculino = 0, Feminino = 1). Variáveis nominais de múltiplos estados são mais difíceis de representar. Uma possibilidade é usar um simples valor numérico (e.g., cachorro = 0, papagaio = 1, gato = 2), mas isso implica num provável falso ordenamento entre os valores nominais. Neste caso, por exemplo, papagaio é de alguma forma um elemento intermediário entre cachorros e gatos. Uma abordagem melhor, conhecida como “codificação um-de- $N$ ”, é usar um determinado número de variáveis numéricas para representar uma única variável nominal. O número de variáveis numéricas deve ser igual ao número de valores

possíveis para a variável nominal; uma das  $N$  variáveis é atribuída, e as demais, não (e.g., cachorro = {1,0,0}, papagaio = {0,1,0}, gato = {0,0,1}). Cabe salientar que no caso de uma variável nominal com grande número de estados o número de variáveis numéricas para codificação um-de- $N$  será também grande e poderá aumentar consideravelmente o tamanho da rede, dificultando o processo de treinamento. Em situações deste tipo pode ser melhor modelar a variável nominal usando um simples índice numérico, embora não seja a melhor solução.

Os problemas de predição podem ser divididos em duas categorias: classificação e regressão. Na classificação, o objetivo é determinar a que classe, dentre várias, um caso de entrada pertence.

Numa regressão, normalmente o objetivo é predizer o valor de uma variável contínua (e.g. o consumo de combustível de um veículo, o lucro dos próximos anos, a resistência de um elemento estrutural). Nesse caso, o valor de saída desejado é uma única variável numérica.

Embora usualmente sejam aplicadas a problemas de regressão ou de classificação, as redes neurais podem eventualmente resolver ambos ao mesmo tempo. Na grande maioria dos casos a rede vai ter uma única variável de saída, com no modelo mostrado na FIG. B.10 .

A arquitetura da rede MLP apresentada na FIG. B.10 representa a tipologia adotada no Capítulo 4 para a predição da resistência última do conector Crestbond.

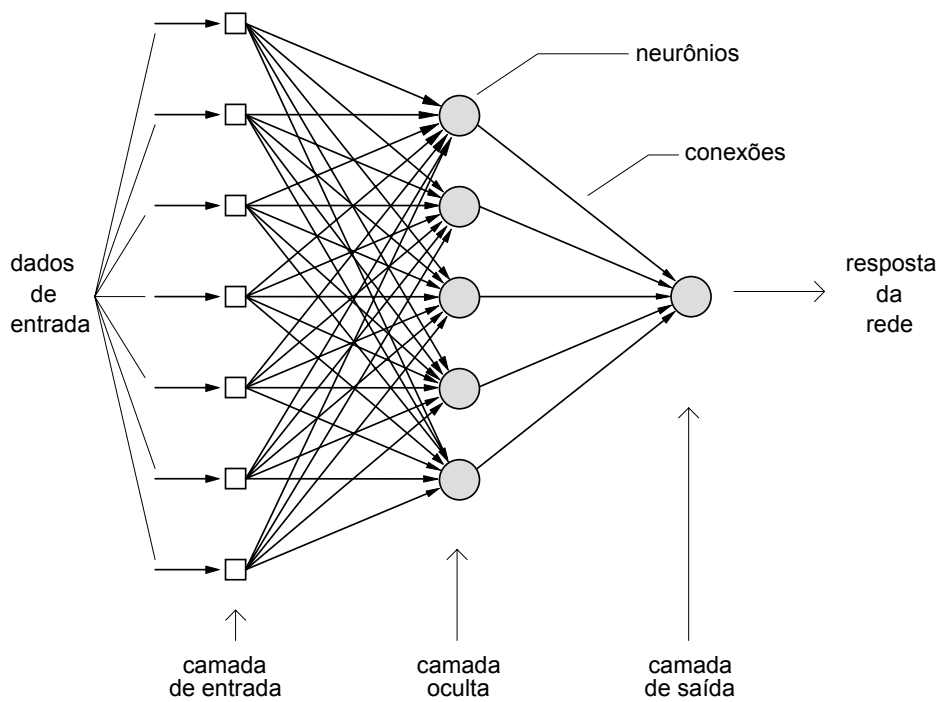


FIGURA B.10 – Arquitetura de uma rede Perceptron Multicamada com sete nodos de entrada, cinco na camada oculta e um nodo de saída.