

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE LIGAÇÕES DE CONCRETO  
DE DIFERENTES IDADES PROVIDAS DE CHUMBADORES DE EXPANSÃO

Marco André Cárcamo Risso

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM  
ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

---

Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.

---

Prof<sup>a</sup>. Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.

---

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D.

---

Prof. Ronaldo Barros Gomes, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2008

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

RISSO, MARCO ANDRÉ CÁRCAMO

Resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades providas de chumbadores de expansão [Rio de Janeiro] 2008

XIV, 137 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2008)

Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Resistência ao cisalhamento
2. Conexões de cisalhamento

I. COPPE/UFRJ II. Título ( série )

A toda minha família, especialmente aos meus pais, meus irmãos e meus sobrinhos Javiera Paz e Francisco Nicolai, e aos amigos de Chile pelo apoio, ainda que muito distantes.

## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a Deus, que sempre está comigo nos momentos bons e difíceis de minha vida e me possibilitou transformar meus sonhos em realidade.

Aos meus pais, Carlos Ariel Cárcamo Luna e Myriam Irene Risso Rocco, pessoas muito importantes e simples. Sempre estão no meu coração e a eles devo tudo. Meu pai esteve no Brasil durante meu primeiro ano de mestrado; sem sua ajuda não conseguiria ser aprovado no primeiro trimestre. Ele foi o pilar fundamental de meu êxito porque esteve comigo nos momentos mais difíceis.

Aos meus irmãos Angela Lorena, Daniel Leandro e Pablo Renato, e meu quarto irmão e cunhado Jaime Rivas, que sempre estiveram me dando coragem e apoiando, mesmo distantes. Daniel esteve no Brasil no segundo semestre de meu primeiro ano de mestrado e sua companhia foi importante.

Aos meus sobrinhos e “cositos chiquititos” Javiera Paz e Francisco Nicolai, que estão sempre em meus sonhos, onde estamos sempre nos divertindo muito.

Ao meu avô Fernando Cárcamo, minhas tias Nelly e Tetey, e meus amigos músicos Eduardo Alquinta (“Gato Alquinta”) e Gabriel Parra que estão no céu junto do ser maior.

Pelo apoio que recebi no Brasil de meus tios Gonzalo, Telma, Diva e meus primos Marcelo, Ivar, Alejandro e Carlitos.

Ao professor Ibrahim Abd El Malik Shehata pela orientação no trabalho e todos os ensinamentos que me deu, sempre estando presente quando precisava de sua ajuda.

À professora Lídia da Conceição Domingues Shehata, pela ajuda prestada no decorrer deste trabalho, além de sua simpatia e bom humor.

Aos amigos de Chile, Cecilia Sepúlveda, Pabla Figueroa, Boris Muñoz, Samuel Bustamante, Alejandro Peña e Jaime Arriagada, e especialmente Gonzalo Sanhueza, pelo incentivo, confiança e disposição em manter contato, apesar da distância.

Ao professor Adolfo Ricardo Castro Bustamante, pelos ensinamentos na graduação e tese, por deixar me trabalhar no seu escritório no Chile, por aprender muitas coisas relacionadas ao dimensionamento e detalhamento de estruturas, pelo incentivo de fazer meu mestrado no Brasil.

Ao professor Webe João Mansur, pela sua ajuda e apoio para conseguir vir ao Brasil, junto com meu amigo Pablo Oyarzún.

Aos meus amigos Pablo Oyarzún, Paola Valdebenito e Diego Oyarzún, pela sua ajuda e companheirismo.

Aos amigos que fiz na COPPE, Elvis, Luis, Edmundo, Kátia, Paulo, Cid, Rafael, Tales, Mauricio Garbi, Valeria, Aline, Maria Luísa, etc.

Aos colegas Ederli, João e Fabio pela grande ajuda oferecida na etapa final de minha tese.

Aos meus amigos Ederli e Wellington, pela ajuda na revisão do português.

Ao Maurício Dornellas pela sua ajuda nos ensaios e trocas de idéias durante todo o desenvolvimento dos trabalhos realizados.

Aos amigos que fiz nas aulas de dança, em especial à minha professora Silvia Pinheiro, Jéssica, Rafael, Eric, Dalva, Iolanda, Cristiane, etc.

Aos amigos que fiz em Salvador, Lucas, César, Laiz, e em especial Jaqueline pelo seu apoio e grande simpatia.

Às secretárias do LABEST Luzidelle e Sandra, e ao pessoal da Secretaria Acadêmica, especialmente Ivone, Rita, Elizabeth e Jairo Leite, pela boa disposição em ajudar sempre.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da COPPE, entre eles o engenheiro Santiago, e os técnicos José Maria, Manoel e Anísio, pelo apoio e empenho na realização dos ensaios.

À CAPES e ao CNPq pelo financiamento.

Ao Programa de Engenharia Civil da COPPE-UFRJ pela oportunidade oferecida.

À HOLCIM, pelo fornecimento de material para a realização do programa experimental.

E às demais pessoas que direta ou indiretamente colaboraram para a realização deste trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE LIGAÇÕES DE CONCRETO  
DE DIFERENTES IDADES PROVIDAS DE CHUMBADORES DE EXPANSÃO

Marco André Cárcamo Risso

Março/2008

Orientador: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho objetivou estudar a resistência ao cisalhamento de ligações de concreto de diferentes idades tendo chumbadores de expansão como armadura transversal, caso não abordado na literatura.

É feita uma revisão bibliográfica sobre o mecanismo de transferência de cortante em interfaces de concreto atravessadas por armadura convencional, apresentando resultados de ensaios de cisalhamento direto e modelos analíticos e empíricos para avaliar a resistência ao cisalhamento de superfícies de ligação de concretos.

É descrito o programa experimental desenvolvido, que abrangeu ensaios de cisalhamento direto em espécimes com ligações entre concretos de diferentes idades atravessadas por chumbadores de expansão. Nesses espécimes foram variados o comprimento, o tipo (lisa sem aderência e rugosa com aderência) e a taxa de armadura transversal da superfície de ligação dos dois concretos. Tendo por base os resultados obtidos nos ensaios, é proposta expressão para avaliar a resistência ao cisalhamento do tipo de ligação entre concretos estudada.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

SHEAR RESISTANCE OF INTERFACES BETWEEN OLD  
AND NEW CONCRETE PROVIDED BY EXPANSION ANCHORS

Marco André Cárcamo Risso

March/2008

Advisor: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Department: Civil Engineering

This work aimed to study the shear resistance of interfaces between old and new concrete with expansion anchors used as transverse reinforcement, case not focused in the literature.

A review of the available literature on shear transfer in concrete interfaces with conventional transverse reinforcement is made, presenting a summary of results of direct shear tests and analytical and empirical methods for estimating the horizontal shear strength of concrete contact surfaces.

The test program carried out is described. It included direct shear tests in specimens with contact surfaces of concretes with different ages provided with expansion anchors. In these specimens, the length, type (smooth unbonded, rough bonded) and the transverse reinforcement ratio of the contact surfaces were varied. On the basis of the results of the test program, an expression for evaluating the shear strength of the type of concrete contact surfaces investigated is proposed.

# ÍNDICE

1. Introdução .....	1
2. Revisão Bibliográfica .....	5
2.1. Introdução .....	5
2.2. Transferência de Tensões Cisalhantes .....	5
2.2.1. Transferência pela superfície de contato .....	6
2.2.2. Transferência pela armadura transversal à interface .....	8
2.2.3. Principais fatores que influenciam a resistência da Interface .....	9
2.3. Ensaaios de Cisalhamento Direto .....	11
2.3.1. Ensaaios realizados por HANSON (1960) .....	11
2.3.2. Ensaaios realizados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) .....	14
2.3.3. Ensaaios realizados por Mattock e Hawkins (1972) .....	19
2.3.4. Ensaaios realizados por Walraven e Reinhardt (1981), Pruijssers e Lung (1985) .....	25
2.3.5. Ensaaios realizados por Mendonça (2002) .....	26
2.4. Métodos Teóricos ou Teórico-experimentais e Expressões de Diferentes Autores e Normas para Avaliar a Resistência ao Cortante na Ligação entre Concretos .....	29
2.4.1. Métodos Teóricos ou Teórico-experimentais .....	29

2.4.1.1 Critério de Ruptura MOHR-COULOMB .....	29
2.4.1.2 Teoria Atrito-Cisalhamento .....	30
2.4.1.3 Método de Hsu, Mau e Chen (1987) .....	34
2.4.1.4 Método de Tsoukantas e Tassios (1989) .....	44
2.4.2. Expressões de diferentes autores .....	53
2.4.2.1 Mattock e Hawkins (1972), Mattock e Chow (1975). Mattock, Li e Wang (1976), Mattock (2001) .....	53
2.4.2.2 Shaikh (1978) .....	55
2.4.2.3 Walraven, Frénay e Pruijssers (1987) .....	56
2.4.2.4 Loov e Patnaik (1994) .....	56
2.4.3. Expressões de diferentes normas .....	57
2.4.3.1 CEB-FIP MC 90 .....	57
2.4.3.2. CSA A23.3-04 .....	58
2.4.3.3 NS 3473-04 .....	60
2.4.3.4 EN 1992-1-1 2004 .....	62
2.4.3.5 ACI 318M-05 .....	63
2.5. Resumo das Expressões Propostas e Comparação entre os Procedimentos .....	65
2.6. Considerações Finais .....	72
3. Programa Experimental .....	73
3.1. Introdução .....	73
3.2. Espécimes .....	73

3.3. Materiais Utilizados .....	79
3.3.1. Concreto .....	79
3.3.2. Aço .....	80
3.3.3. Chumbadores .....	80
3.3.4. Fôrmas .....	82
3.4. Concretagem .....	84
3.5. Instrumentação .....	88
3.6. Metodologia de Ensaio .....	88
4. Resultados e Análises .....	92
4.1. Introdução .....	92
4.2. Resistência à Compressão Axial e à Compressão Diametral do Concreto .....	92
4.3. Deslizamento relativo nas ligações .....	93
4.4. Resistência ao Cisalhamento .....	100
5. Conclusões .....	112
Referências Bibliográficas .....	114
Apêndice A .....	118

## LISTA DE SÍMBOLOS

### **Letras romanas**

$A_c$	área da interface de concreto;
$A_g$	área total da seção;
$A_{ps}$	área da seção transversal da armadura de protensão;
$A_{sw}$	área da seção da armadura transversal à interface;
$b$	largura da seção transversal;
$b_w$	largura da alma;
$c$	coesão; cobrimento;
$c, t$	eixos inclinados em relação aos eixos x e y;
$d$	deslizamento relativo no plano de cisalhamento; altura útil;
$e$	excentricidade do carregamento;
$E_s$	módulo de elasticidade do aço;
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto, tangente na origem;
$f_c$	resistência à compressão do concreto medida em cilindros;
$f_{ct}$	resistência à tração do concreto;
$f_{pu}$	tensão de ruptura da armadura de protensão;
$f_y$	tensão de escoamento da armadura;
$h$	altura da seção transversal;
$I_s$	momento de inércia da seção transversal da armadura com relação ao eixo que passa pelo seu centróide;
$K$	coeficiente; constante de calibração;
$l_b$	comprimento de ancoragem da armadura;
$\Delta l$	variação do comprimento da armadura devida à força de arrancamento;
$L$	comprimento;
$N$	força normal no plano de cisalhamento;
$P$	carga concentrada;

$P_u$	carga última;
$R$	força normal resultante na superfície das rugosidades;
$R_s$	resistência da armadura à ação de pino;
$s$	espaçamento entre estribos;
$T$	força de tração na armadura transversal ao plano de cisalhamento;
$V$	força cortante;
$V_h$	força cortante horizontal;
$V_{hu}$	força cortante horizontal última;
$V_{nh}$	força cortante horizontal nominal;
$V_u$	força cortante última;
$w$	separação transversal entre as superfícies (abertura de fissura perpendicular ao plano de cisalhamento);

### Letras gregas

$\alpha$	ângulo;
$\beta$	fator que depende de $E_c$ , $E_s$ e $I_s$ ;
$\gamma_c$	coeficiente de minoração da resistência do concreto;
$\gamma_{rd}$	coeficiente de incerteza devido à dispersão dos resultados experimentais;
$\gamma_{xy}$	deformação angular;
$\delta_s$	deslocamento transversal da armadura;
$\delta_u$	deslizamento correspondente à capacidade resistente da ligação;
$\varepsilon$	deformação específica;
$\varepsilon_{cr}$	deformação de fissuração do concreto;
$\varepsilon_c, \varepsilon_t$	deformações principais de compressão e tração respectivamente;
$\varepsilon_x, \varepsilon_y$	deformações normais nas direções x e y respectivamente;
$\varepsilon_{sy}$	deformação correspondente à tensão de escoamento da armadura;
$\phi$	ângulo de atrito interno; ângulo; fator de redução da resistência; diâmetro da armadura.

$\phi_c$	coeficiente de minoração da resistência do concreto;
$\lambda$	coeficiente;
$\mu$	coeficiente de atrito interno;
$\theta$	ângulo;
$\rho_x, \rho_y$	taxa geométrica de armadura nas direções x e y respectivamente;
$\rho_w$	taxa geométrica da armadura transversal à ligação;
$\sigma$	tensão normal;
$\sigma_1, \sigma_2$	tensões normais;
$\sigma_c$	tensão principal de compressão no concreto;
$\sigma_s$	tensão normal de tração na armadura;
$\sigma_n$	tensão normal à interface devida à ação de forças aplicadas externamente e/ou protensão;
$\sigma_t$	tensão principal de tração no concreto;
$\sigma_x, \sigma_y$	tensão nas direções x e y, respectivamente;
$\tau$	tensão de cisalhamento transmitida pela interface;
$\tau_{max}$	tensão de cisalhamento máxima;
$\tau_0$	tensão cisalhante resistida pelo concreto, dada pela adesão do concreto;
$\tau_{xy}$	tensão de cisalhamento, ou tensão tangencial, no plano xy;
$\tau_n$	tensão de cisalhamento nominal;
$\tau_u$	resistência média de ruptura ao cisalhamento horizontal;
$\tau_{u,exp}$	resistência ao cisalhamento experimental;
$\tau_{u,calc}$	resistência ao cisalhamento calculada;
$\psi$	fator que depende do cobrimento na direção da força cortante;
$\zeta$	fator utilizado para calcular o decréscimo da resistência por ação de pino em função da tensão de tração na armadura;

## **Sub-índices gerais**

<i>ad</i>	adesão;
<i>c</i>	concreto; compressão;
<i>cr</i>	crítico;
<i>d</i>	de cálculo;
<i>k</i>	característico;
<i>lim</i>	limite;
<i>max</i>	máximo;
<i>min</i>	mínimo;
<i>prop.</i>	proposto;
<i>s</i>	aço;
<i>t</i>	tração;
<i>u</i>	último;

# 1. Introdução

As primeiras construções de concreto armado que começaram a ser executadas a partir do século passado eram monolíticas. No final do século passado foi construída a primeira obra (em 1891, com a construção do Cassino Biarritz, na França) que combinava elementos pré-moldados com concreto moldado no local. A partir dos anos 50 começou a fabricação massiva de elementos pré-moldados de concreto utilizados principalmente em construções de pontes e pavimentos de edifícios de concreto.

A associação de elemento pré-moldado de concreto com concreto moldado no local recebe a denominação de peça composta. São muitas as vantagens do uso de elementos pré-moldados, principalmente pela redução das formas, cimbramento e a rapidez de execução da obra. Em pontes, é comum o uso de vigas compostas: vigas pré-moldadas com lajes moldadas no local (Figura 1.1a) ou vigas e lajes pré-moldadas com nichos preenchidos com concreto no local (Figura 1.1b).

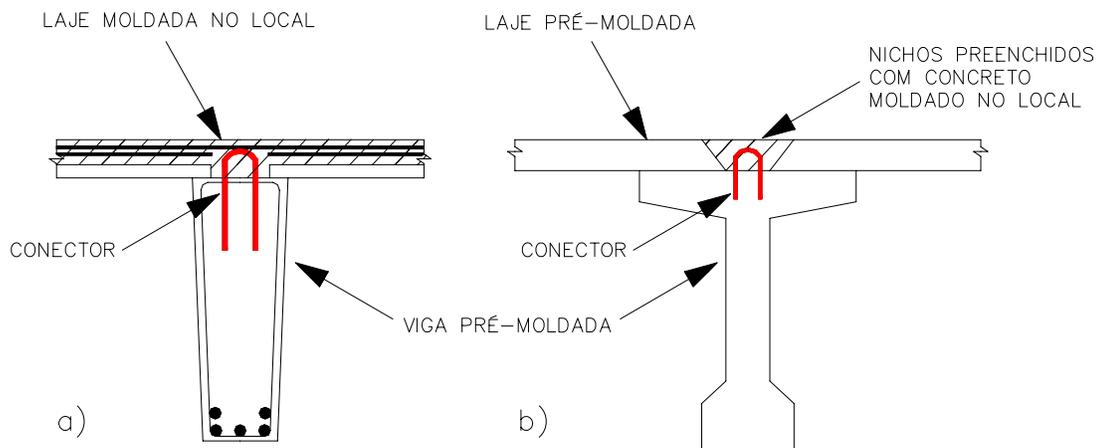
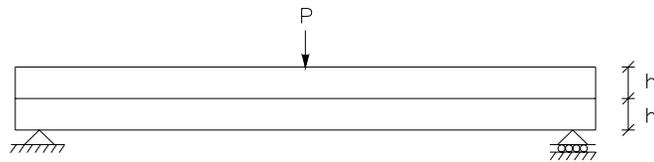


Figura 1.1 - Tipos de associações utilizadas em vigas compostas.

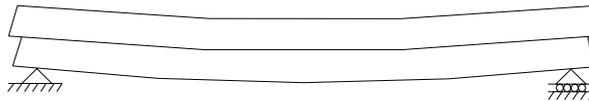
No caso das vigas pré-moldadas com lajes moldadas no local mostradas na Figura 1.1a, o monolitismo da estrutura é garantido pela aderência entre as superfícies de contato da laje moldada no local e da viga pré-moldada e pelos estribos de espera da viga (conectores). No caso das vigas e lajes pré-moldadas com nichos preenchidos com concreto no local mostradas na Figura 1.1b, o monolitismo da estrutura é garantido pela

aderência entre as superfícies de contato dos nichos preenchidos com concreto no local e da viga pré-moldada e pelos estribos de espera da viga (conectores).

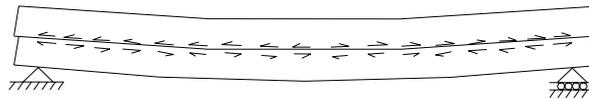
Na Figura 1.2 é mostrada uma viga formada por duas peças retangulares iguais de altura  $h$ , simplesmente apoiadas e carregadas no meio do vão com uma carga concentrada  $P$  (Figura 1.2a). Se não houver tensões de cisalhamento entre as duas vigas, a flexão de uma será independente da outra, ou seja, cada uma sofrerá compressão nas fibras longitudinais superiores e tração nas inferiores (Figura 1.2b). As fibras longitudinais inferiores da viga superior deslizarão em relação às fibras superiores da viga inferior. Uma viga monolítica, de altura  $2h$ , tem tensões de cisalhamento ao longo da superfície horizontal a meia altura e possui maior resistência à flexão do que a formada por duas peças. Em função do nível de transferência de esforços entre as peças, parcial (Figura 1.2c) ou integral (Figura 1.2d), pode-se ter uma viga composta com



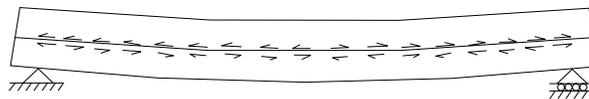
a) Viga composta formada por duas vigas solicitadas por uma força concentrada.



b) Interface sem transferência de tensões de cisalhamento: flexão independente das vigas.



c) Interface com transferência parcial de tensões de cisalhamento: peça composta.



d) Interface com transferência integral de tensões de cisalhamento: peça monolítica.

Figura 1.2 - Desenvolvimento de tensões de cisalhamento horizontal na interface de vigas compostas.

comportamento monolítico ou não. Este comportamento de peça monolítica pode ser alcançado desde que a ligação entre as peças seja feita de maneira adequada. A aderência entre as duas superfícies de concreto representa parcela importante da resistência da interface ao cortante, mas pode não ser suficiente para garantir a transferência das tensões de cisalhamento horizontais na interface, havendo a necessidade do uso de elementos conectores ao longo da interface.

Sobre ligações de elementos pré-moldados com elementos moldados no local com armadura convencional, podem ser citados, entre outros, os estudos de Araújo (1997), Araújo e El Debs (2001), Mendonça (2002), Judice (2002), Menkulasi (2002), Araújo (2002), Banta (2005), Zech (2005) e Wallenfelsz (2006).

Elementos estruturais compostos são também aqueles que, para terem sua resistência e rigidez aumentadas, são reforçados mediante o acréscimo de seção transversal. A ligação entre as partes inicial e adicionada deve ser tal que assegure o comportamento monolítico da nova seção.

Santos (2006) e Simões (2007), que ensaiaram vigas reforçadas à flexão como indicado na Figura 1.3, mostraram a eficiência da utilização de chumbadores de expansão como armadura de ligação em elementos reforçados à flexão por encamisamento parcial na região tracionada, mas ainda não há estudos para avaliar sua contribuição na resistência da ligação.

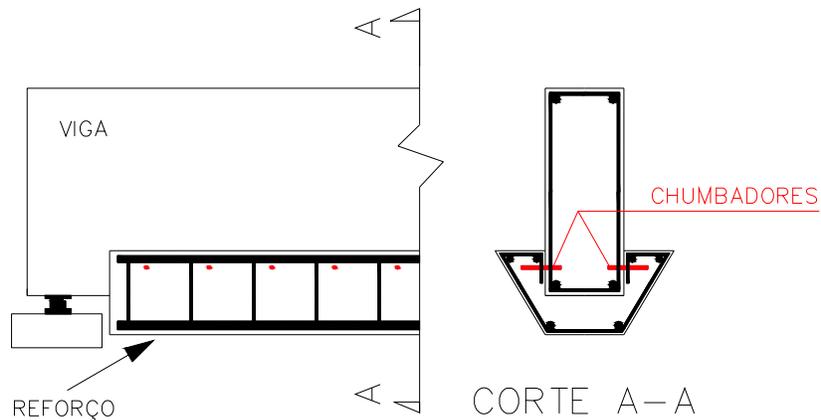


Figura 1.3 - Encamisamento parcial de uma viga de concreto armado.

Este trabalho objetivou estudar a resistência ao esforço cortante da ligação de elementos de concreto de idades diferentes provida de chumbadores, visando obter subsídios que tornem possível o projeto adequado do reforço de elementos com o aumento de seção usando chumbadores na ligação entre elemento original e reforço.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com carregamento crescente e em etapas em espécimes que representavam a ligação de superfícies de concreto de idades diferentes com chumbadores. Nesses espécimes, mantiveram-se constantes a resistência do concreto e o espaçamento entre chumbadores e variaram-se o comprimento da superfície de ligação dos dois concretos e o tipo (lisa sem aderência e rugosa com aderência) e a taxa de armadura transversal dessa superfície.

No Capítulo 2, é feita breve revisão bibliográfica sobre ligações de concreto e apresentados resultados de ensaios de cisalhamento direto e expressões para avaliar a resistência ao cisalhamento de ligações providas ou não de armadura convencional.

No Capítulo 3, é detalhado o programa experimental desenvolvido neste trabalho.

No Capítulo 4, os resultados dos ensaios são analisados e as resistências ao cisalhamento obtidas são comparadas com as calculadas usando expressões sugeridas na literatura, apresentadas no Capítulo 2. É também proposta expressão para avaliar a resistência da ligação provida de chumbadores.

No Capítulo 5, são apresentadas conclusões deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

No Apêndice A, constam tabelas com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados.

## 2. Revisão Bibliográfica

### 2.1. Introdução

Neste capítulo aborda-se, de maneira resumida, o fenômeno de transferência de esforços de cisalhamento entre duas superfícies de concreto atravessadas por armadura. Apresentam-se resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados, excluindo-se aqueles com concretos especiais (Banta, 2005) e graute na ligação entre concretos (Menkulasi, 2002 e Wallenfelsz, 2006), e expressões propostas para avaliação da resistência ao cortante da ligação de concretos provida ou não de armadura transversal convencional. Nestas expressões, as unidades são: de comprimento  $mm$ , de força  $N$ , de momento  $N\ mm$  e de tensão  $MPa$ .

### 2.2. Transferência de Tensões Cisalhantes

Numa superfície onde há transferência de tensões cisalhantes e formação de fissura, pode chegar a haver um deslizamento relativo entre as partes separadas pela fissura. Se a superfície de separação é rugosa, o deslizamento entre as partes é acompanhado de translação transversal e a transferência de tensões de cisalhamento se dá pela superfície de contato e pela armadura transversal (Figura 2.1).

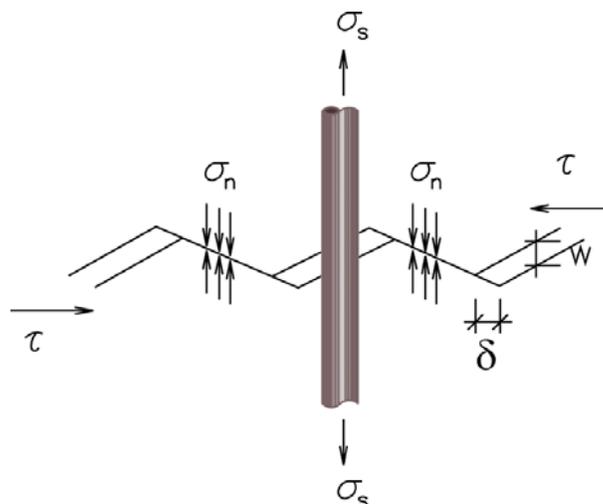


Figura 2.1 - Mecanismo de transferência de cortante numa interface de concreto com superfície rugosa.

onde

$\sigma_s$  : tensão de tração na armadura;

$\sigma_n$  : tensão normal à interface;

$w$  : separação transversal entre as superfícies (abertura de fissura);

$\delta$  : deslizamento relativo entre as superfícies;

$\tau$  : tensão de cisalhamento transmitida pela interface.

### **2.2.1. Transferência pela superfície de contato**

A transferência de cortante na ligação entre concretos pela superfície de contato dá-se pela ação da aderência, que pode ser dividida em três parcelas:

#### a) Transferência por adesão

Depende fundamentalmente da rugosidade e da limpeza das partes ligadas. É o primeiro mecanismo mobilizado ao haver cortante em uma interface de concreto, que, sendo destruído para deslizamentos muito pequenos, tem importância prática menor.

#### b) Transferência por atrito

Imediatamente após o rompimento da adesão, para deslizamento ainda pequeno, aparece uma resistência por atrito entre as superfícies em contato, desde que existam tensões transversais à interface. Essas tensões podem decorrer da aplicação de forças externas (Figura 2.2) ou pela reação da armadura normal à superfície quando é solicitada à tração. Essa parcela de resistência possui um importante papel na transferência dos esforços de cisalhamento após ocorrer o deslizamento entre as partes em contato, sendo diretamente influenciada pela rugosidade da superfície. Assim, a rugosidade da interface de contato é fator preponderante na resistência por atrito.

c) Transferência por ação mecânica

Ocorre por meio do engrenamento mecânico entre as duas superfícies em contato, formando-se “dentes” que são solicitados ao corte quando ocorre o deslizamento relativo entre as superfícies. Em superfícies rugosas, essa forma de transferência pode ser garantida pelo agregado graúdo que atravessa a interface de deslizamento (mecanismo de engrenamento entre agregados), uma vez que ocorre um engrenamento entre os agregados situados em lados opostos da interface (Figura 2.3). Em alguns casos, são executados dentes na interface com o propósito de aumentar a resistência da ligação.

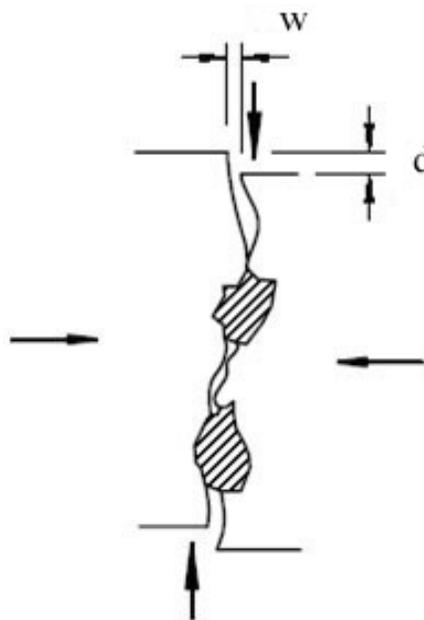


Figura 2.2 - Transferência por atrito.

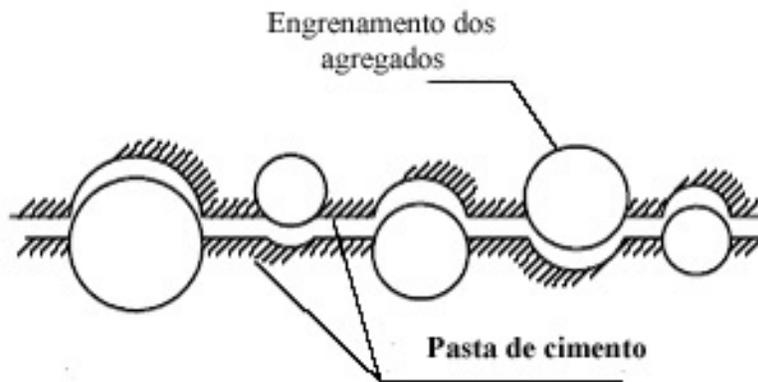


Figura 2.3 - Transferência por ação mecânica.

Em resumo, na ligação de concretos, a primeira parcela de resistência é fornecida pela aderência entre as superfícies em contato. Com o aumento do cortante, surgem fissuras na interface e posterior deslizamento entre as duas partes em contato. Neste momento não existe a parcela da adesão e a transferência de esforços é garantida pelo atrito e pela ação mecânica.

### **2.2.2. Transferência pela armadura transversal à interface**

A armadura transversal à interface contribui na transferência de tensões de cisalhamento por efeito de pino, que é acionado toda vez que ocorre deslizamento na superfície de cisalhamento (Figura 2.4). Se a superfície de contato é rugosa, junto com o deslizamento entre as partes há um afastamento transversal entre elas que tende a alongar a armadura. Esta, por sua vez, reage acarretando uma tensão normal de compressão na interface que aumenta a resistência por atrito entre as superfícies em contato.

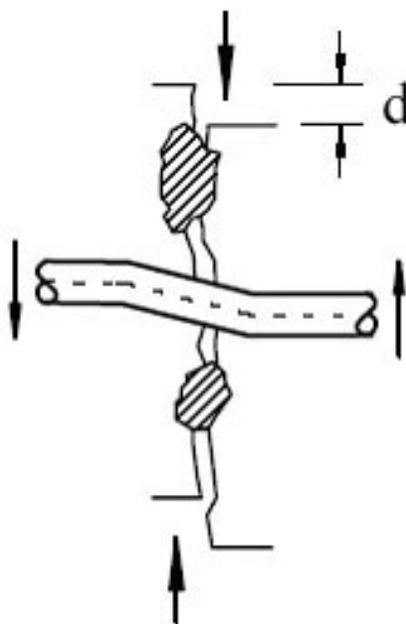


Figura 2.4 - Efeito de pino.

### 2.2.3. Principais fatores que influenciam a resistência da interface

Os principais fatores que influenciam a resistência da interface ao cisalhamento são:

- a) Resistência do concreto

A resistência ao cisalhamento aumenta com a resistência dos concretos que estão em contato. Quando se tem o caso de peças compostas com concretos de resistências diferentes, a resistência ao cisalhamento é controlada pelo concreto que tem menor resistência.

- b) Aderência da superfície de contato

Os elementos com superfície de contato aderente apresentam, no começo, um comportamento idêntico ao dos elementos monolíticos. No caso de não haver aderência

na superfície de contato, o deslizamento ocorre desde o início e a resistência ao cortante sofre uma redução significativa.

c) Rugosidade da superfície de contato

A resistência ao deslizamento aumenta com a rugosidade das superfícies em contato. Entretanto, segundo alguns pesquisadores, a profundidade das irregularidades não parece ter influência significativa na resistência ao cortante da ligação.

d) Dentes de cisalhamento

Os dentes de cisalhamento têm um papel semelhante ao da rugosidade da superfície de contato. Entretanto, quando eles existem, a transmissão de cortante por contato se concentra nas regiões dos dentes.

e) Armadura transversal

Para pequenos valores de deslizamento, a taxa de armadura transversal tem pouca influência na resistência da ligação. Assim, se for definida condição de limitação do valor do deslizamento na superfície de contato, por exemplo, 0,1 mm, a armadura terá pouca influência na capacidade de transferir cortante. Entretanto, no estado limite último, a resistência é bastante influenciada pela taxa e resistência da armadura transversal. Além de contribuir para a resistência pelo efeito de pino, essa armadura aumenta a resistência decorrente do atrito.

f) Tipo de carregamento

Carregamento cíclico diminui a resistência ao cortante da ligação.

## 2.3. Ensaios de Cisalhamento Direto

### 2.3.1. Ensaios realizados por HANSON (1960)

Com o fim de estudar a transferência de esforços de cisalhamento horizontais em superfícies de contato entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local (estruturas compostas), Hanson (1960) realizou ensaios de cisalhamento direto em 62 espécimes. Neles, variaram-se a característica da superfície de contato (lisa ou rugosa, com ou sem aderência, com ou sem dente), o comprimento dessa superfície e a taxa de armadura transversal nessa superfície.

Os espécimes submetidos a cisalhamento direto eram compostos de duas partes; uma representando uma viga pré-moldada e a outra uma laje moldada no local.

Segundo mostra a Figura 2.5, o comprimento da superfície de contato foi variado (150 mm, 300 mm e 600 mm, aproximadamente), enquanto as demais dimensões foram mantidas constantes.

Em alguns modelos, na peça que representava a viga (concreto pré-moldado), foi deixado um nicho quadrado com lado de 128 mm e 64 mm de profundidade aproximadamente, que foi preenchido com o concreto da peça superior (concreto moldado no local), formando, assim, um dente na ligação entre as duas peças (Figura 2.5).

Nos espécimes em que foi utilizada armadura transversal na interface, os estribos ( $\phi = 12,7$  mm) eram na forma de “U” com ganchos na extremidade, como mostrado na Figura 2.5.

As superfícies de contato das peças inferiores foram submetidas a tratamentos objetivando modificar as características das interfaces de cisalhamento:

- a) Lisa: a superfície de contato foi desempenada, tornando-a relativamente lisa; em alguns casos, a pasta da superfície do concreto foi tirada com jato de água, deixando algum agregado exposto.
- b) Rugosa: a superfície foi raspada com a extremidade de uma lâmina de aço, obtendo-se rugosidades de cerca de 9,5 mm.

- c) Aderente: a parte superior foi moldada diretamente sobre a superfície seca da parte inferior, sem nenhum tratamento para anular a aderência;
- d) Não aderente: a superfície de contato foi pintada com um composto de silicone, evitando a aderência do concreto novo com o antigo.

Para que fosse possível comparar a resistência ao cisalhamento dos diversos tipos de ligação, o efeito de pino da armadura transversal foi primeiramente isolado. Para tal, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em espécimes com interface lisa não-aderente, a partir dos quais foram determinadas as curvas carga-deslizamento relativas a cada espaçamento entre estribos e comprimento da superfície de contato utilizados. Em seguida, das curvas carga-deslizamento dos espécimes foi tirado o efeito de pino, ficando apenas o efeito da característica da superfície de contato.

Os modelos com interface rugosa e aderente apresentaram maior resistência e menor deslocamento relativo entre as suas duas peças que os sem aderência (Figura 2.6). Os com aderência tiveram alta tensão de cisalhamento para baixos valores de deslizamento relativo; nos sem aderência, considerável deslocamento relativo ocorreu antes de ter-se alta tensão.

Nos espécimes com superfície de ligação rugosa e aderente, a existência de dente pouco afetou o ramo ascendente da curva tensão cisalhante-deslocamento relativo (Figura 2.6), o que não ocorreu nos com superfície rugosa não aderente. Nos com aderência, parece que a aderência precisa ser rompida para que os dentes possam funcionar como elemento transmissor de cortante.

A variação do comprimento da interface, mantendo-se a mesma armadura da ligação, acarretou alteração na taxa geométrica de armadura transversal. Os resultados mostraram que o aumento da taxa geométrica de armadura (tensão de escoamento do aço aproximadamente a mesma) levou ao aumento da capacidade resistente da peça.

Nos casos de ligação aderente, notou-se tendência dos espécimes com menores áreas de contato de apresentarem maiores tensões de cisalhamento médias. Já nos casos de interface rugosa não aderente, houve menor tendência dos espécimes com menor comprimento da superfície de contato de desenvolverem maiores tensões.

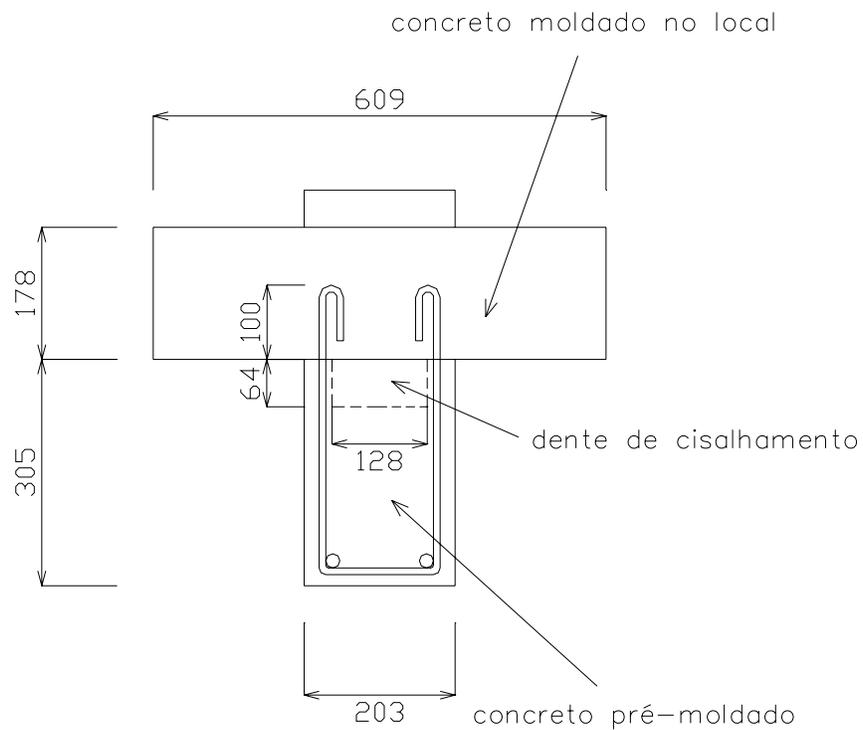
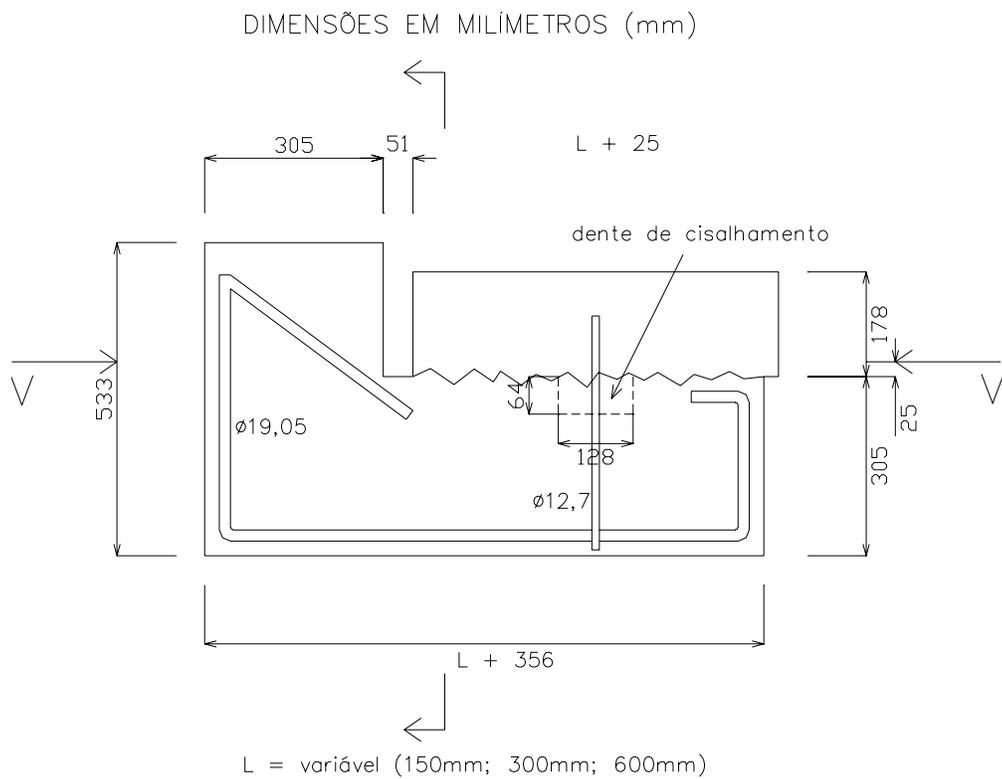


Figura 2.5 - Características dos espécimes ensaiados por Hanson (1960).

O autor também ensaiou 10 vigas compostas, concluindo que os ensaios de cisalhamento direto forneceram curvas tensão-deslizamento similares às das vigas com interface rugosa e aderente. Ele concluiu também que até um deslizamento de 0,13 mm vigas compostas têm comportamento monolítico.

Os ensaios indicaram que a resistência ao cisalhamento máxima da ligação de uma viga pré-moldada com uma laje moldada no local era de aproximadamente 2,07 MPa para uma interface lisa e de aproximadamente 3,45 MPa para uma interface rugosa. Indicaram também que a resistência ao cisalhamento pode ser incrementada de aproximadamente 1,2 MPa por cada porcentagem de armadura transversal na interface.

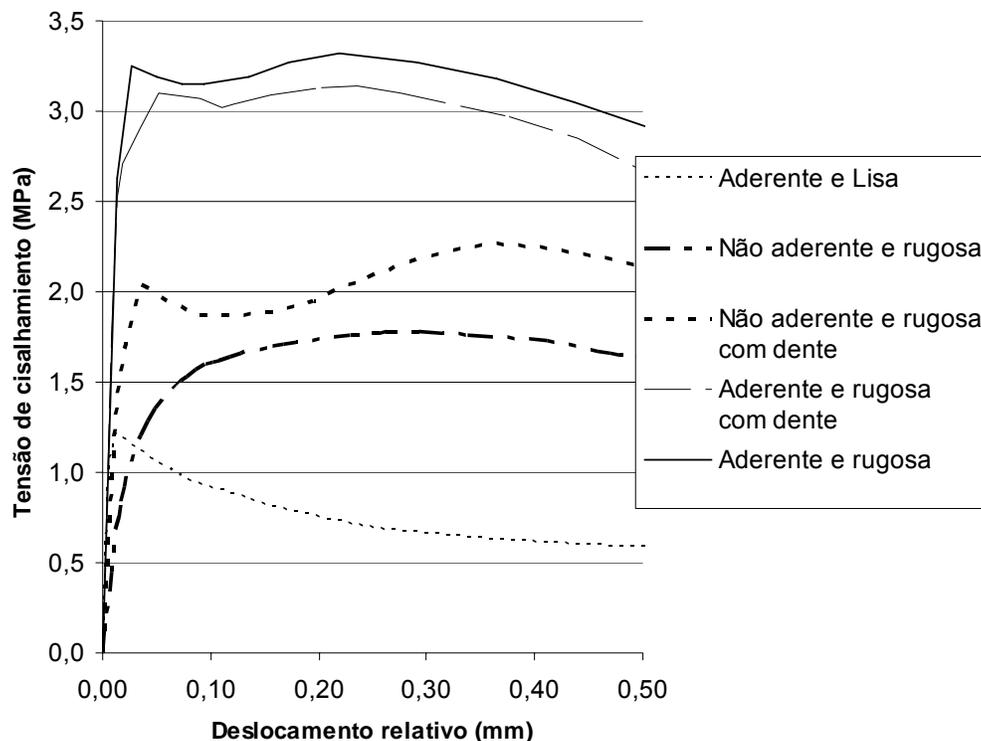


Figura 2.6 - Curvas tensão de cisalhamento-deslocamento relativo (descontado o efeito de pino) (adaptação de figura de Hanson, 1960)

### 2.3.2. Ensaios realizados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969)

Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) desenvolveram estudos experimentais sobre a transferência de esforços de cisalhamento direto em 38 espécimes de concreto armado

com ou sem prévia fissuração ao longo do plano de cisalhamento. Os principais objetivos deste estudo foram verificar a influência dos seguintes fatores na resistência ao cisalhamento:

- a) Fissuração pré-existente ao longo da interface de cisalhamento;
- b) Tensão de escoamento, taxa e arranjo da armadura transversal;
- c) Resistência do concreto à compressão;
- d) Efeito de pino da armadura transversal de costura;

O estudo também visava verificar se a teoria atrito-cisalhamento poderia ser usada para estimar a resistência ao esforço cortante no caso da existência de pré-fissuração ao longo da superfície de contacto.

Os modelos (Figura 2.7) foram providos de uma adequada armadura longitudinal para que a ruptura se desse ao longo do plano de cisalhamento. A superfície de cisalhamento tinha dimensões de 254 mm x 127 mm e a armadura transversal constituiu-se de estribos fechados abraçando a armadura longitudinal. A Tabela 2.1 apresenta as características dos espécimes ensaiados.

O concreto dos modelos foi fabricado utilizando agregados com dimensão máxima de 22 mm e foi submetido a cura durante as primeiras 48 h.

Os espécimes da Série 6 diferiram dos demais, por apresentarem luvas de borracha flexíveis com 50 mm de comprimento e 3,2 mm de espessura envolvendo os estribos na região do plano de cisalhamento, visando eliminar a contribuição do efeito de pino da armadura na resistência ao cisalhamento.

Com exceção dos espécimes 6.1 e 6.2 e os da Série 1, que foram ensaiados com plano de cisalhamento sem fissura prévia, todos os demais tiveram fissuração antes do início dos ensaios, obtido pela aplicação de um carregamento ao longo da superfície de cisalhamento.

Na Tabela 2.1 são apresentados os valores de tensão máxima de cisalhamento ( $\tau_u$ ) obtidos.

DIMENSÕES EM MILÍMETROS (mm)

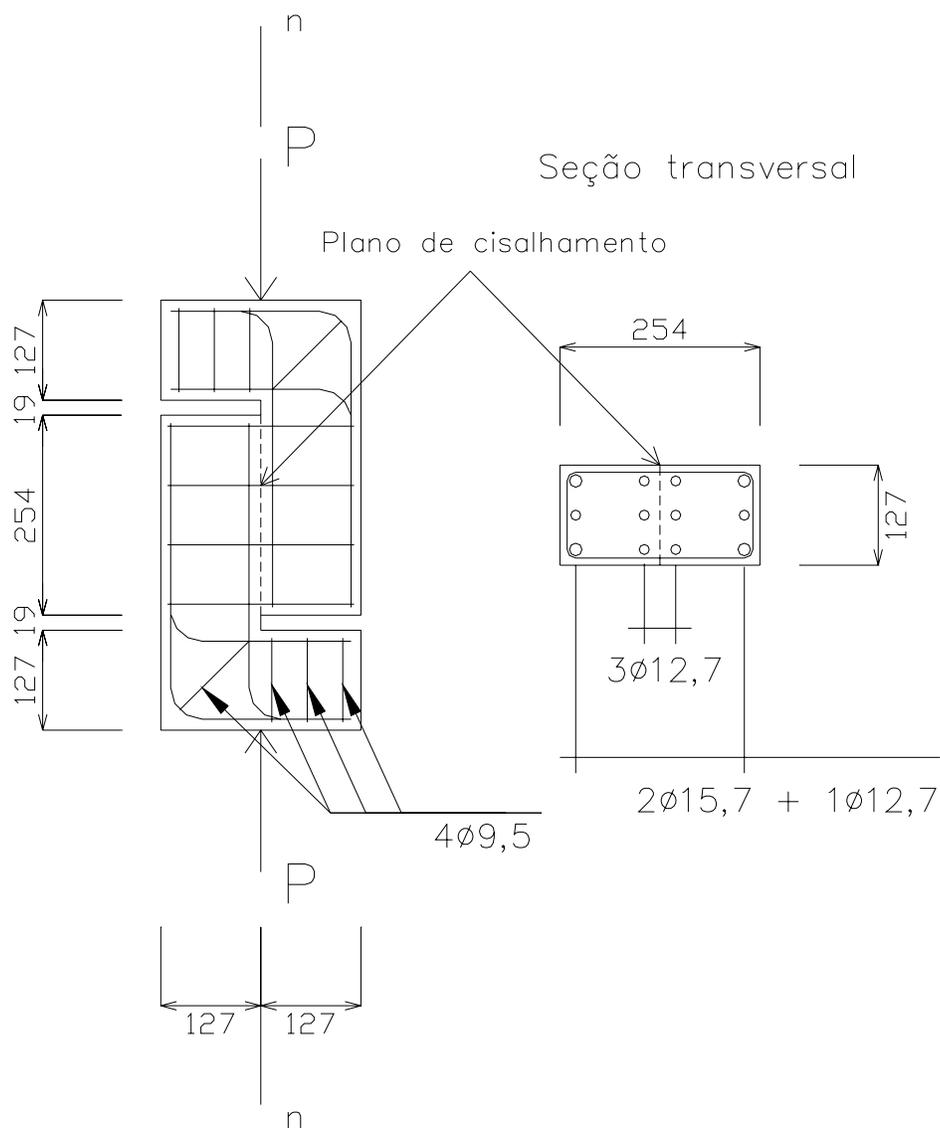


Figura 2.7 - Espécimes ensaiados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969).

Verificou-se que a existência de um plano previamente fissurado aumentou o deslizamento relativo em todas as fases do carregamento, ao passo que os espécimes não fissurados previamente só indicaram deslizamentos a partir de tensões de cisalhamento entre 3,5 MPa e 5,0 MPa.

Em geral a tensão máxima de cisalhamento nos modelos pré-fissurados foi menor que nos sem pré-fissuração. A diferença foi maior para baixos valores de  $\rho_w f_y$ , tornando-se insignificante para valores  $\rho_w f_y$  (Figura 2.8) em torno de 9,4 MPa.

Tabela 2.1 - Características dos espécimes ensaiados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) e resultados dos ensaios realizados.

Espécimes	Diâmetro dos estribos (mm)	Quantidade de estribos	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\rho_w f_y$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)
1.0*	-	0	28,4	-	0	3,38
1.1A*	9,5	1	27,6	357	1,57	5,28
1.1B*	9,5	1	30,5	338	1,48	5,94
1.2A*	9,5	2	27	357	3,14	7,03
1.2B*	9,5	2	29,4	338	2,97	6,9
1.3A*	9,5	3	27	357	4,72	7,74
1.3B*	9,5	3	27,6	338	4,46	7,53
1.4A*	9,5	4	31,7	357	6,28	9,57
1.4B*	9,5	4	27,2	338	5,94	9
1.5A*	9,5	5	31,7	357	7,88	9,85
1.5B*	9,5	5	28,6	338	7,42	9,74
1.6A*	9,5	6	30,3	357	9,43	10,08
1.6B*	9,5	6	28,5	338	8,91	9,99
2.1	9,5	1	21,8	357	1,57	4,15
2.2	9,5	2	21,8	357	3,14	4,78
2.3	9,5	3	27,5	357	4,72	5,91
2.4	9,5	4	27,5	357	6,28	7,03
2.5	9,5	5	29,4	357	7,88	9,15
2.6	9,5	6	29,4	357	9,43	9,75
3.1	3,2	2	28,4	352	0,35	1,69
3.2	6,3	2	28,2	400	1,57	3,66
3.3	9,5	2	21,8	357	3,14	4,78
3.4	12,7	2	28,4	332	5,21	7,23
3.5	15,9	2	28,4	298	7,32	8,11
4.1	9,5	1	28,6	465	2,06	4,95
4.2	9,5	2	28,6	465	4,1	6,89
4.3	9,5	3	30,5	465	6,15	8,3
4.4	9,5	4	30,5	465	8,19	9,85
4.5	9,5	5	23,9	465	10,24	9,28
5.1	9,5	1	17,2	357	1,57	3,59
5.2	9,5	2	18,4	357	3,14	4,92
5.3	9,5	3	16,8	357	4,72	5,7
5.4	9,5	4	18,2	357	6,28	5,59
5.5	9,5	5	18,4	357	7,88	7,1
6.1*,**	9,5	1	27,9	338	1,48	5,63
6.2*,**	9,5	5	27,7	338	7,42	8,72
6.3**,	9,5	1	27,9	338	1,48	2,25
6.4**	9,5	5	27,7	338	7,42	6,49

\* Espécimes não fissurados antes do início dos ensaios.

\*\* Espécimes com luvas de borracha envolvendo os estribos.

O aumento do diâmetro das barras ou a diminuição do espaçamento dos estribos, incrementando a taxa geométrica de armadura transversal ( $\rho_w$ ), aumentou a tensão máxima de cisalhamento, mas a resistência ao cisalhamento das peças pré-fissuradas não foi diretamente proporcional à taxa de armadura transversal. Para valores de  $\rho_w f_y$  superiores a 1,4 MPa, parece que a resistência ao cisalhamento conta com alguma contribuição do concreto, apesar da existência de pré-fissuração.

Com exceção do espécime 4.5, com maior  $\rho_w f_y$ , a resistência ao cisalhamento dos espécimes da Série 4 ( $f_y \cong 465$  MPa) foi superior à dos da Série 2 ( $f_y \cong 357$  MPa) indicando que, na ruptura, as armaduras chegaram ao escoamento.

Para espécimes com baixo valor de  $\rho_w f_y$ , a resistência do concreto não afetou a resistência ao cisalhamento dos modelos fissurados. O mesmo não aconteceu no caso dos espécimes com altos valores de  $\rho_w f_y$ , onde o aumento da resistência do concreto acarretou o aumento da capacidade resistente.

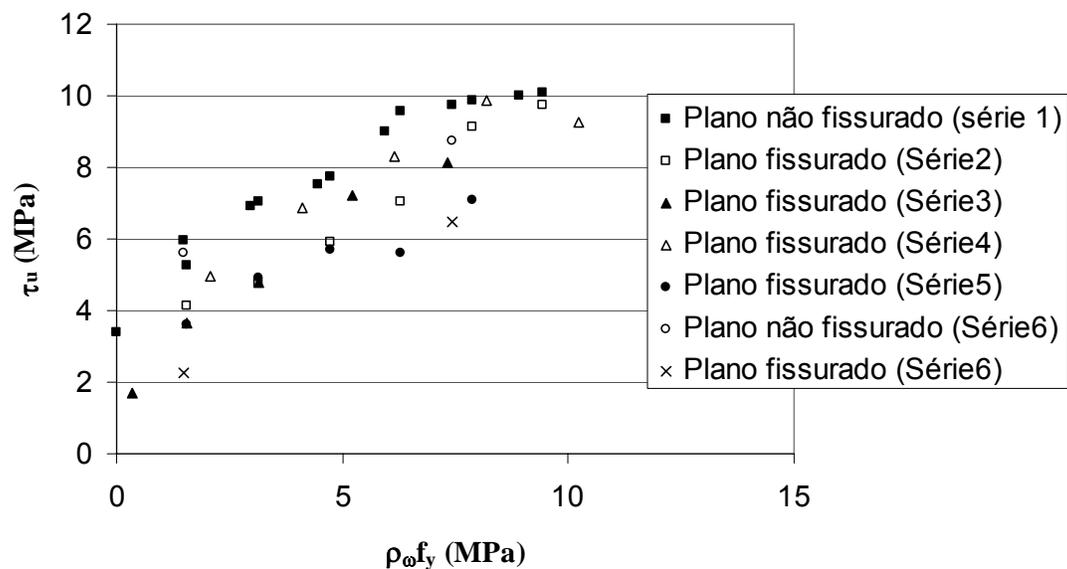


Figura 2.8 - Resistência ao cisalhamento em função de  $\rho_w f_y$ ,  $f_c \cong 28$  MPa.

Avaliando o efeito da variação da resistência à compressão do concreto na resistência ao cisalhamento dos espécimes pré-fissurados, verificou-se que para valores

de  $\rho_w f_y$  inferiores a 4,2 MPa, a resistência ao cisalhamento foi semelhante para as Séries 2 e 5. No entanto, para valores de  $\rho_w f_y$  maiores que 4,2 MPa, a resistência ao cisalhamento mostrou-se inferior para menores valores de  $f_c$ .

A comparação da resistência ao cisalhamento dos espécimes inicialmente não-fissurados, com e sem luvas de borracha na armadura transversal, indicou a ausência de contribuição significativa da ação de pino no mecanismo de transferência do cisalhamento. Por outro lado, essa contribuição ficou evidente nos espécimes inicialmente fissurados, nos quais a perda de resistência chegou a 34% para o espécime 6.3 e a 23% para o 6.4, quando comparados com os espécimes 3.2 e 3.5 (sem mangueira) respectivamente (Ver Tabela 2.1).

Segundo os autores, a teoria atrito-cisalhamento de Birkeland e Birkeland (1966) e Mast (1968), com  $\tan \phi = 1,4$ , fornece valor relativamente conservador da resistência ao cortante no concreto com superfície pré-fissurada para  $\rho_w f_y \leq 0,15 f_c$  ou 4,2 MPa e  $f_y$  da ordem de 420 MPa ou menos. Para maiores taxas de armadura, pode-se adotar  $\tan \phi = 1,0$  e  $\rho_w f_y \leq 0,3 f_c$  ou 10,5 MPa.

### **2.3.3. Ensaios realizados por Mattock e Hawkins (1972)**

Dando continuidade à pesquisa experimental iniciada por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969), Mattock e Hawkins (1972) ensaiaram mais quatro séries de espécimes submetidos a cisalhamento direto. Estes ensaios objetivaram avaliar a influência dos seguintes parâmetros na resistência ao cisalhamento:

- a) existência de pré-fissuração
- b) existência de tensões normais e paralelas ao plano de cisalhamento
- c) taxa de armadura no plano de cisalhamento
- d) resistência do concreto

Na Figura 2.9 são mostrados os espécimes ensaiados sob cisalhamento direto induzido por tração (Séries 7 e 8), correspondentes ao tipo B, e por compressão (Séries 9 e 10) tendo tensão normal ao plano de cisalhamento, correspondentes ao tipo C. Os

ensaios realizados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) anteriormente correspondem ao tipo A mostrado na figura.

As dimensões do plano de cisalhamento dos espécimes variaram de acordo com o tipo de ensaio realizado. Para os espécimes do tipo B, submetidos a tração, as dimensões foram de 300 mm x 120 mm e para os espécimes do tipo C, submetidos a compressão, as dimensões foram de 300 mm x 150 mm. As Tabelas 2.2 e 2.3 resumem as características dos espécimes dos tipos B e C e mostram os resultados dos ensaios realizados. Como mostra a Figura 2.9, nos espécimes dos tipos A e B, havia esforço cortante ao longo do plano de cisalhamento com intensidade igual a  $P$  e nos exemplares do tipo C, o esforço cortante era  $P \cos \theta$  e o esforço normal  $P \sin \theta$ .

Os espécimes das Séries 7 e 9 não apresentavam fissura prévia, e os das Séries 8 e 10 apresentavam superfície de cisalhamento pré-fissurada.

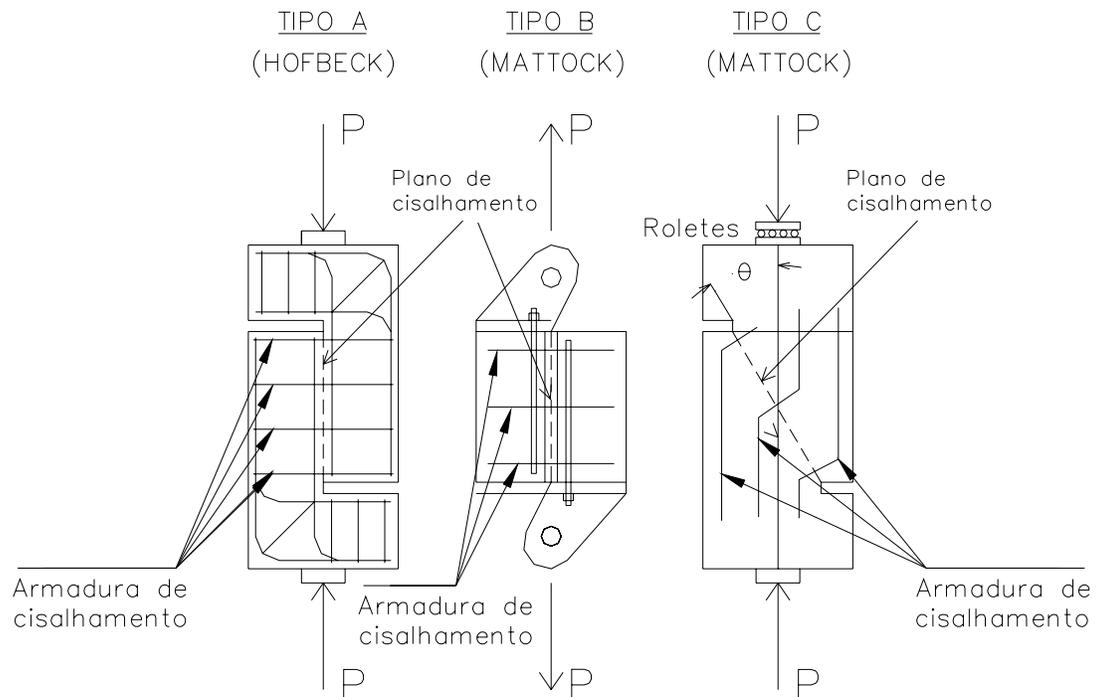


Figura 2.9 - Espécimes ensaiados por Mattock e Hawkins (1972).

Para avaliar o efeito da tensão normal de compressão no plano de cisalhamento, nos espécimes das séries 9 e 10, foi variado o ângulo  $\theta$  ( $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $75^\circ$ ).

Um sistema de roletes no topo dos exemplares do tipo C permitiu que ocorresse a separação dos blocos (Figura 2.9).

Comparando os resultados dos espécimes ensaiados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) e Mattock e Hawkins (1972), pode-se observar que os espécimes da Série 7, com superfície de cisalhamento inicialmente não -fissurada e ensaiados à tração, apresentaram resistência ao cisalhamento  $\tau_u$  menor do que a dos modelos da série 1 ensaiados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969), submetidos a compressão (Figura 2.10).

Essa diferença não foi observada entre os resultados do espécimes da série 8, com superfície de cisalhamento inicialmente fissurada e ensaiados à tração, e os das Séries 2 e 3 de Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) ensaiados à compressão (Figura 2.11).

Tabela 2.2 - Características dos espécimes de Mattock e Hawkins (1972) - Tipo B (Séries 7 e 8).

Espécime	Diâmetro dos estribos (mm)	Quantidade de estribos**	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\rho_w f_y$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)
7.1	9,5	2	33,4	341	2,65	5,86
7.2	9,5	3	35,3	341	3,97	6,26
7.3	9,5	4	34,8	341	5,29	6,71
7.4	6,3	2	37,3	386	1,33	3,91
7.5	6,3	3	35,0	386	1,99	4,20
7.6	6,3	5	35,2	386	3,31	5,83
8.1*	9,5	2	33,4	341	2,65	4,80
8.2*	9,5	3	35,3	341	3,97	6,12
8.3*	9,5	4	34,8	341	5,29	6,37
8.4*	6,3	2	37,3	386	1,33	3,59
8.5*	6,3	3	35,0	386	1,99	3,94
8.6*	6,3	5	35,2	386	3,31	5,14

\* Espécimes pré-fissurados.

\*\* Todos os estribos com duas pernas.

Tabela 2.3 - Características dos espécimes de  
 Mattock e Hawkins (1972) - Tipo C (Séries 9 e 10).

Espécime	$\theta$ (°)	$f_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\rho_w f_y$ (MPa)	$\sigma_n$ (MPa)	$\rho_w f_y + \sigma_n$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Modo de ruptura
9.1	45	37,9	361	5,51	16,9	22,4	16,9	CIS
9.2	30	37,9	360	6,59	10,2	16,8	17,6	CIS
9.3	15	27,2	361	6,72	2,80	9,52	10,4	CIS
9.4	0	27,2	370	6,79	0	6,79	9,57	CIS
9.5	30	44,4	352	4,29	11,4	15,7	19,8	CIS
9.6	30	44,4	352	2,15	11,0	13,2	19,1	CIS
10.1*	75	23,8	357	3,27	22,2	25,5	5,94	COMP
10.2*	75	30,3	359	3,28	27,0	30,3	7,23	COMP
10.3*	60	23,8	357	4,35	19,2	23,6	11,1	COMP
10.4*	60	30,3	366	4,46	21,1	25,6	12,2	COMP
10.5*	45	31,9	363	5,55	15,6	21,2	15,6	CIS
10.6*	30	31,9	359	6,57	8,61	15,2	14,9	CIS
10.7*	15	27,7	361	6,63	2,67	9,30	9,96	CIS
10.8*	0	27,7	370	6,79	0	6,79	7,68	CIS
10.9*	30	40,0	352	4,29	10,3	14,6	17,8	CIS
10.10*	30	40,0	352	2,15	5,60	7,75	9,71	CIS

\* Espécimes pré-fissurados.

CIS = cisalhamento.

COMP = compressão.

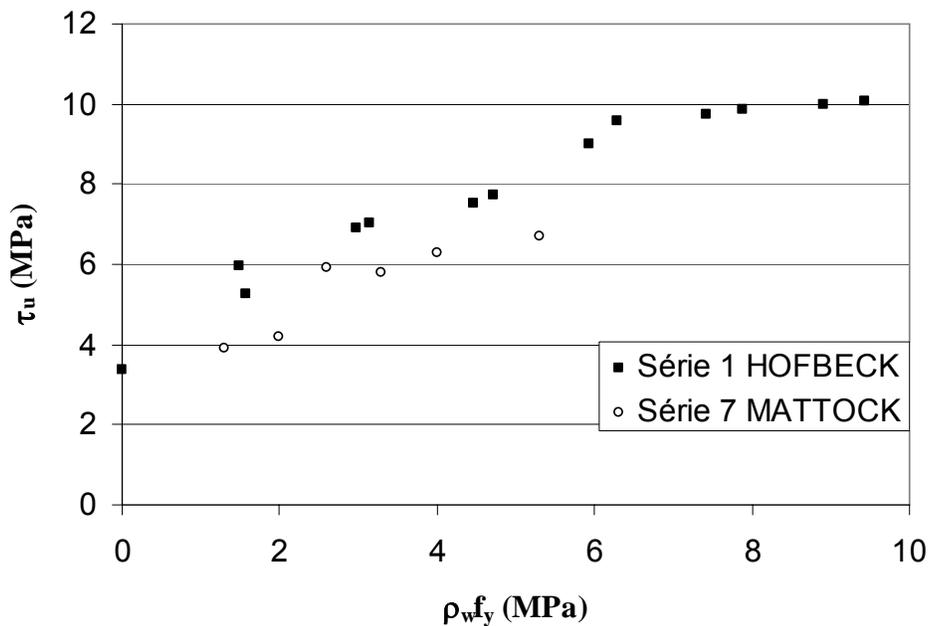


Figura 2.10 - Comparação de resultados dos espécimes submetidos à compressão e tração com plano de cisalhamento não fissurado.

Comparando a resistência ao cisalhamento dos espécimes de Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969), ensaiados com compressão agindo no plano de cisalhamento (Série 9 e modelos 10.5 a 10.10) com a dos espécimes das Séries 1, 2 e 3 de Mattock e Hawkins (1972), sem compressão (Figuras 2.12 e 2.13), observa-se que o aumento da resistência dos espécimes com compressão agindo no plano em função de  $\rho_w f_y + \sigma_n$  é semelhante ao dos sem compressão, apresentando, entretanto, limite superior de  $\tau_u$ . Este acréscimo de resistência para maiores valores de  $\rho_w f_y + \sigma_n$  deve-se à maior resistência do concreto apresentada por alguns exemplares e à existência de compressão no plano de cisalhamento (estado biaxial compressão-compressão no concreto).

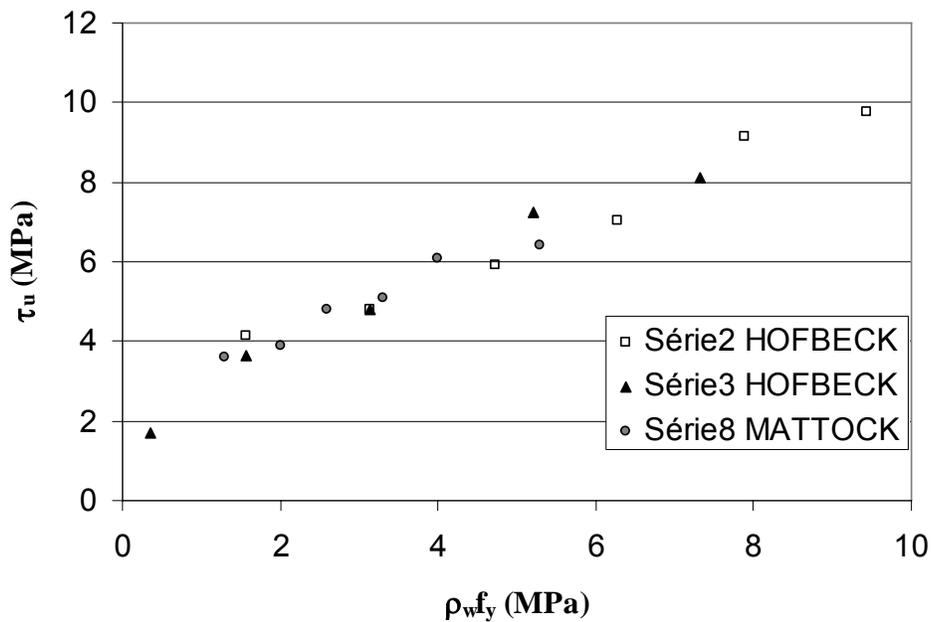


Figura 2.11 - Comparação de resultados dos espécimes submetidos à compressão e tração com plano de cisalhamento fissurado previamente.

Verificou-se que a existência de um plano previamente fissurado aumentou o deslizamento relativo desde o início do carregamento, sendo ele praticamente igual para  $45^\circ \leq \theta \leq 75^\circ$ . Quando  $0^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ , a ruptura foi por cortante e os deslizamentos diminuíram com o aumento de  $\theta$  e  $\rho_w f_y$  e foram próximos aos verificados nos espécimes não fissurados.

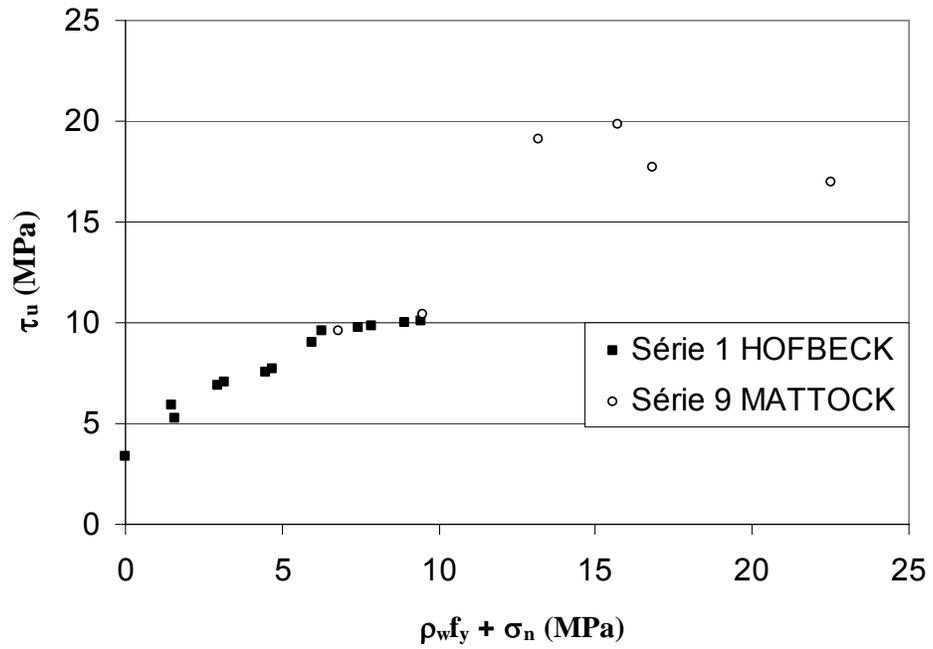


Figura 2.12 - Comparação dos resultados dos espécimes sem pré-fissuração sem e com tensão normal ao plano de cisalhamento.

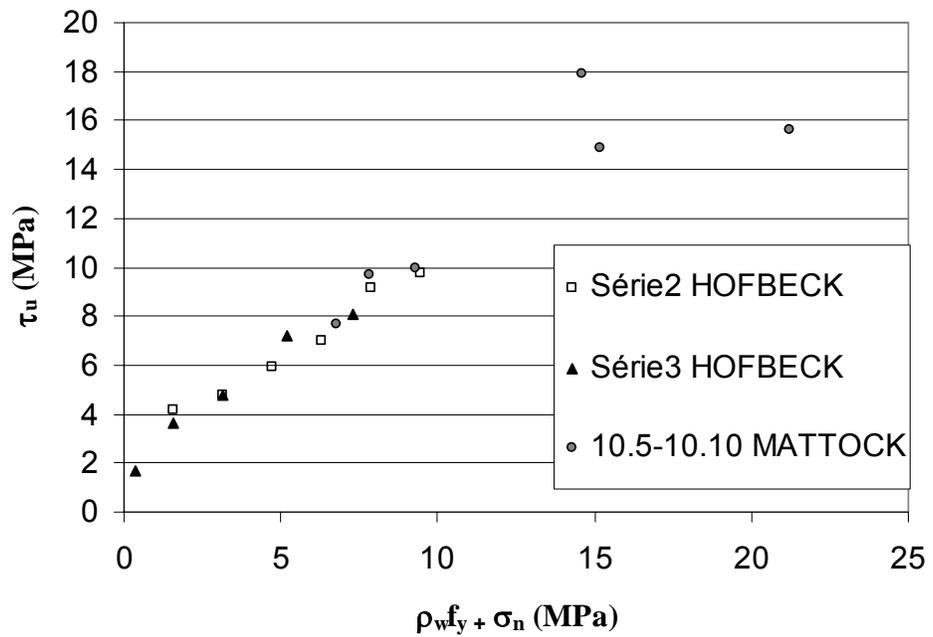


Figura 2.13 - Comparação dos resultados dos espécimes com pré-fissuração sem e com tensão normal ao plano de cisalhamento.

### 2.3.4. Ensaios realizados por Walraven e Reinhardt (1981), Pruijssers e Lung (1985)

Walraven, Frénay e Pruijssers (1987) desenvolveram uma análise estatística dos resultados dos ensaios de 88 espécimes submetidos a cisalhamento direto com interfaces pré-fissuradas. O objetivo foi investigar a influência da resistência à compressão do concreto e do tipo de carregamento (estático de curta ou longa duração ou cíclico) na resistência ao cortante horizontal das ligações.

Os autores usaram na sua análise os resultados dos ensaios de cisalhamento direto de espécimes pré-fissurados de Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969), de Walraven e Reinhardt (1981), Pruijssers e Lung (1985) e Frénay (1985). Os resultados relativos aos espécimes com carregamento estático de curta duração realizados por Walraven e Reinhardt (1981) e Pruijssers e Lung (1985) encontram-se na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Resultados dos ensaios dos espécimes de Walraven e Reinhardt (1981) e Pruijssers e Lung (1985) submetidos a carregamento estático (Continua)

Espécime	$f_c$ (MPa)	$\rho_w f_y$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)
110208t	30,5	2,43	5,08
110208	26,1	2,43	5,50
110208g	25,0	2,43	5,08
110408	26,1	4,86	6,44
110608	26,1	7,29	7,39
110808h	25,0	9,72	8,39
110808hg	33,5	9,72	8,58
110706	26,9	5,58	7,19
210204	31,1	1,06	3,22
210608	31,1	7,29	9,72
210216	31,1	10,12	9,25
210316	31,1	15,17	10,1
210808h	21,4	9,72	7,97
120208	25,1	2,43	5,36
120408	25,1	4,86	6,53
120608	25,1	7,29	6,78
120808	25,1	9,72	7,31
120706	24,8	5,58	6,92
120216	24,8	10,12	6,53

Tabela 2.4 - Resultados dos ensaios dos espécimes de Walraven e Reinhardt (1981) e Pruijssers e Lung (1985) submetidos a carregamento estático (Continuação)

Espécime	$f_c$ (MPa)	$\rho_w f_y$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)
230208	47,7	2,43	6,72
230408	47,7	4,87	10,8
230608	47,7	7,29	12,6
230808	47,7	9,72	14,2
240208	16,9	2,43	4,65
240408	16,9	4,86	6,04
240608	16,9	7,29	6,55
240808	16,9	9,72	6,29
250208	32,5	2,43	6,83
250408	32,5	4,86	8,69
250608	32,5	7,29	9,65
250808	32,5	9,72	9,94
15	44,3	7,73	10,9
16	44,3	7,73	10,9
48	38,3	9,24	10,2

A partir das análises realizadas, foi proposta expressão para avaliar  $\tau_u$  em função de  $\rho_w f_y$  e  $f_c$ .

### 2.3.5. Ensaios realizados por Mendonça (2002)

Com o propósito de avaliar a resistência ao cisalhamento das interfaces de elementos compostos providas de nichos, Mendonça (2002) realizou ensaios de cisalhamento direto em 13 espécimes onde se variou a taxa de armadura transversal ao plano de cisalhamento.

Os espécimes eram compostos de duas partes: uma representando uma viga pré-moldada (elemento central) e a outra uma laje pré-moldada com furos (elementos laterais), na qual foram moldados os nichos (150 mm x 150 mm) que solidarizavam as peças (Figura 2.14).

Em seis espécimes colocou-se a armadura de travamento mostrada na Figura 2.14 em ambos os nichos.

Como os elementos apresentavam uma superfície lisa, devido ao contato com as formas, foi feito apicoamento na região de ligação desses elementos com os nichos, melhorando assim as condições de aderência das peças.

A Tabela 2.5 apresenta os resultados dos ensaios. Os espécimes com “A” na sua designação tinham armadura de travamento nos nichos.

No espécime sem armadura transversal à ligação E7, foi realizado um leve apicoamento no elemento central, na região de contato com os nichos.

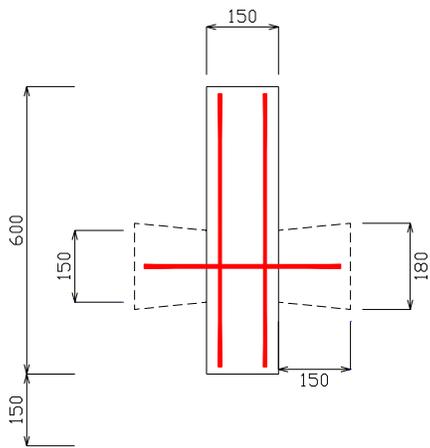
A resistência média do concreto na ligação era cerca de 36 MPa.

De acordo com a Tabela 2.5, a tensão de cisalhamento última do espécime sem armadura transversal à ligação foi de 2,2 MPa, que corresponde a aproximadamente 95% da resistência à tração do concreto. Isto prova que uma boa aderência entre o concreto dos nichos e o concreto pré-moldado pode ser alcançada pelo simples apicoamento da superfície.

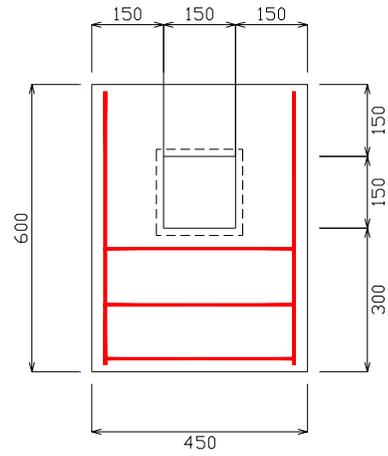
Tabela 2.5 - Características dos espécimes de Mendonça (2002).

Espécime	$f_y$ (MPa)	$\rho_w f_y$ (MPa)	$P_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)
E1	578	2,58	140	3,1
E1-A	578	2,58	210	4,7
E2	548	3,82	200	4,4
E2-A	548	3,82	240	5,3
E3	601	6,55	390	8,6
E4	578	5,16	310	6,9
E4-A	578	5,16	240	5,3
E5	548	7,64	360	8
E5-A	548	7,64	450	10
E6	601	13,1	550	12,2
E6-A	601	13,1	410	9,1
E7	0	0	100	2,2

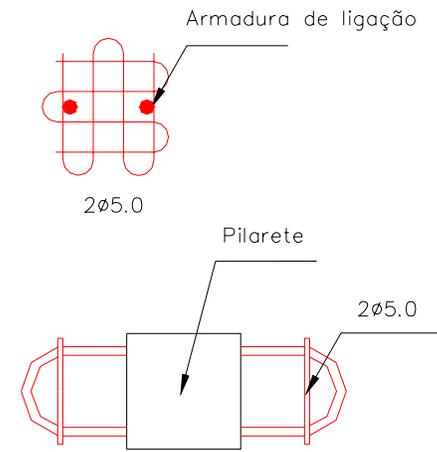
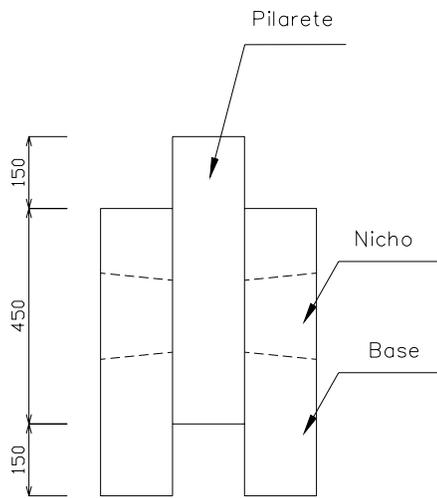
Mendonça (2002), com base nos resultados dos ensaios, recomendou o uso da armadura de travamento nos nichos, já que estes elementos contribuíram para a melhor ancoragem dos estribos.



PILARETE



BASE



Detalhe da armadura de travamento

Dimensões em mm

Figura 2.14 - Características dos espécimes ensaiados por Mendonça (2002).

## 2.4. Métodos Teóricos ou Teórico-experimentais e Expressões de Diferentes Autores e Normas para Avaliar a Resistência ao Cortante na Ligação entre Concretos

### 2.4.1. Métodos Teóricos ou Teórico-experimentais

#### 2.4.1.1 Critério de Ruptura MOHR-COULOMB

Segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o concreto, a ruptura por deslizamento ocorre no plano em que tem-se

$$\tau_u = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

onde

$\tau$  : tensão de cisalhamento;

$\sigma$  : tensão normal ao plano de cisalhamento (compressão);

$c$  : coesão do material;

$\phi$  : ângulo de atrito interno.

Conforme mostra a Figura 2.15, a envoltória modificada para o concreto é obtida a partir de uma reta que faz um ângulo  $\phi$  (normalmente considerado igual a  $37^\circ$ ) com o eixo das tensões normais, e tangencia o círculo de Mohr que representa a ruptura por compressão uniaxial e um círculo que tem  $\sigma_2 = f_t$ .

Assim, tem-se

$$f_{ct} = \frac{2c \cos(37^\circ)}{1 + \sin(37^\circ)} \approx 0,997c \cong c$$

$$\tau_u = c + (\rho_w f_y + \sigma_n) \tan 37^\circ \cong f_{ct} + 0,75 (\rho_w f_y + \sigma_n) \quad (2.2)$$

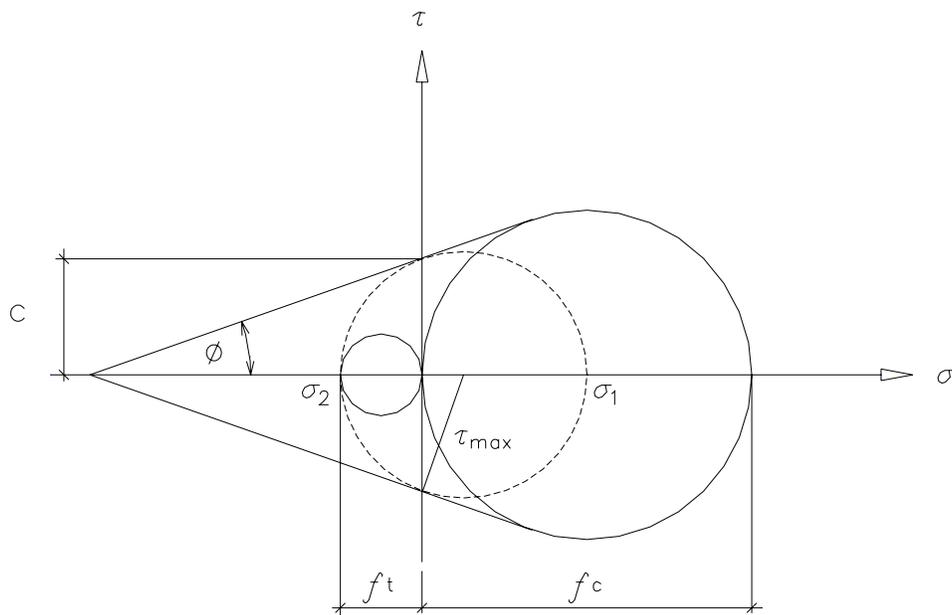
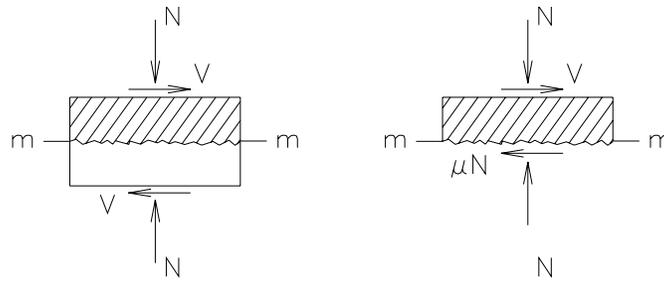


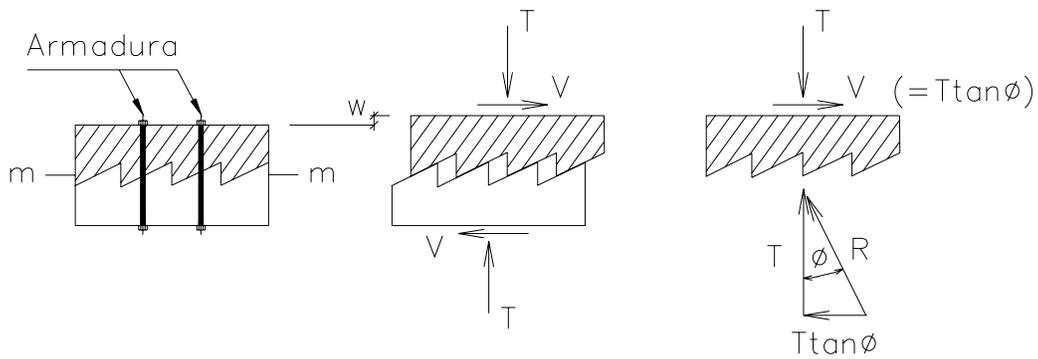
Figura 2.15 - Critério de ruptura Mohr-Coulomb modificado.

#### 2.4.1.2 Teoria Atrito-Cisalhamento

Birkeland e Birkeland (1966) e Mast (1968) propuseram um modelo para avaliação da resistência ao cisalhamento em interfaces de concreto atravessadas por armadura. Neste modelo, a interface foi substituída por uma série de pequenos dentes inclinados. O modelo é representado pelo bloco de concreto ilustrado na Figura 2.16a, onde se admite a existência de um plano fissurado m-m com uma força  $V$  aplicada que faz com que as duas partes do bloco tendam a deslizar uma em relação à outra. Este plano pode ser, por exemplo, o de uma provável fissura na interface de ligação de materiais diferentes ou da superfície entre dois concretos moldados em datas distintas. Devido aos pequenos dentes, as duas partes também afastar-se-ão, tracionando a armadura transversal à interface, que, em consequência, ficará submetida a uma força na direção ortogonal ao plano fissurado.



a) Força de atrito agindo entre duas superfícies em contato.



b) Tração na armadura transversal devido às rugosidades e reação no concreto.

Figura 2.16 - Teoria atrito-cisalhamento.

O efeito das rugosidades gera um deslocamento entre as duas peças que envolve uma componente  $w$  normal ao plano de cisalhamento  $m$ - $m$ . Esta separação e o deslizamento relativo das duas superfícies podem ser representados pelo deslocamento de um conjunto de dentes inclinados a um ângulo  $\phi$  com relação ao plano de cisalhamento (Figura 2.16b). Isolando uma parte do bloco limitada pelo plano de cisalhamento, pelas condições de equilíbrio, tem-se:

$$\begin{aligned}
 R \cos \phi &= T \\
 R \sin \phi &= V \\
 V &= T \tan \phi
 \end{aligned}
 \tag{2.3}$$

Assumindo que, na ruptura, a armadura transversal à interface alcança sua resistência de escoamento  $f_y$ , a tensão normal de compressão na interface é igual a  $\rho_w f_y$ . Dessa forma, a equação que representa a resistência ao cisalhamento da interface pode ser escrita como:

$$V_u = T \tan\phi = A_{sw} f_y \tan\phi \quad (2.4)$$

Se a área de contato é dada por  $A_c$ , dividindo ambos termos por esse valor, chega-se à tensão de cisalhamento média que provoca a ruptura, e a equação anterior (2.4) fica:

$$\tau_u = \frac{V_u}{A_c} = \rho_w f_y \tan\phi \quad (2.5)$$

onde

$A_c$  : área da interface de concreto;

$f_y$  : tensão de escoamento da armadura transversal;

$V_u$  : força cortante horizontal última;

$\tan\phi = \mu$  : coeficiente de atrito;

$\tau_u$  : tensão de cisalhamento horizontal última;

$\rho_w$  : taxa geométrica de armadura perpendicular à interface.

Tendo por base os resultados de ensaios disponíveis, Birkeland e Birkeland (1966) sugeriram os seguintes limites:

$$f_y \leq 414 \text{ MPa}$$

$$\rho_w \leq 0,015$$

$$\tau_u \leq 5,5 \text{ MPa}$$

$$f_c \geq 27 \text{ MPa}$$

Diâmetro máximo das barras da armadura: 9,5 mm

A tensão normal à interface pode ser originada da armadura transversal ou da ação de forças externas. Logo a equação (2.5) pode ser generalizada como:

$$\tau_u = (\rho_w f_y + \sigma_n) \tan \phi \quad (2.6)$$

onde

$\sigma_n$ : tensão de compressão devido às forças externas aplicadas perpendicularmente ao plano da interface.

Mast (1968) chamou atenção para os seguintes fatos:

- a) A armadura transversal à interface deve estar devidamente ancorada em ambos os lados da superfície de ligação, de forma que possa atingir a resistência de escoamento;
- b) A resistência ao cisalhamento é definida para carregamento estático, no estado limite último;
- c) O valor do coeficiente de atrito usado é “aparente”, maior que o verdadeiro usado para material não fissurado, e, como é independente da resistência do concreto e do nível de tensão, deve-se adotar  $\rho_w f_y \leq 0,15 f_c$ ;

Tabela 2.6 - Valores do coeficiente de atrito  $\mu$  em função dos materiais e da superfície de contato recomendados por Birkeland e Birkeland (1966) e Mast (1968).

Tipo de superfície	$\mu$	
	Mast	Birkeland
Concreto monolítico	-	1,7
Concreto-concreto superfície lisa	0,7	-
Concreto-aço com conetores soldados em campo	0,7	-
Concreto-aço em vigas compostas	1,0	0,8 a 1,0
Concreto-concreto superfície rugosa	1,4	1,4

### 2.4.1.3 Método de Hsu, Mau e Chen (1987)

Hsu, Mau e Chen (1987) sugeriram um modelo para a transferência de cisalhamento em planos sem fissuração prévia que considera campos de tensão uniforme de tração e compressão (bielas). É considerado que a ruptura por cortante num plano não inicialmente fissurado se dá após a formação de fissuras inclinadas com relação a esse plano, em geral por esmagamento do concreto das bielas aproximadamente paralelas à direção das fissuras.

Foram utilizadas equações de equilíbrio, compatibilidade e curvas tensão-deformação do concreto sob compressão e tração. O modelo admite a contribuição da armadura posicionada paralelamente à interface no mecanismo de resistência ao cisalhamento.

Considere-se um elemento de concreto armado nas duas direções ortogonais  $x$  e  $y$  (Figura 2.17). Ele está submetido às tensões normais ( $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ ) além de tensões de cisalhamento ( $\tau_{xy}$ ). Ao surgirem as fissuras inclinadas, forma-se uma série de bielas comprimidas inclinadas de um ângulo  $\alpha$  com relação ao plano de cisalhamento que, junto com a armadura, formam uma espécie de treliça resistente aos esforços de cisalhamento. A direção das bielas é assumida como sendo a da tensão principal de compressão no concreto ( $\sigma_c$ ), e a direção da tensão principal de tração ( $\sigma_t$ ) é ortogonal a ela. As tensões  $\sigma_x, \sigma_y$  e  $\tau_{xy}$  no elemento de concreto armado são resistidas pelo concreto e pela armadura, sendo que as tensões resistidas apenas pelo concreto são designadas por  $\sigma_{x,c}$ ,  $\sigma_{y,c}$  e  $\tau_{xy,c}$ . O efeito de pino da armadura é desconsiderado.

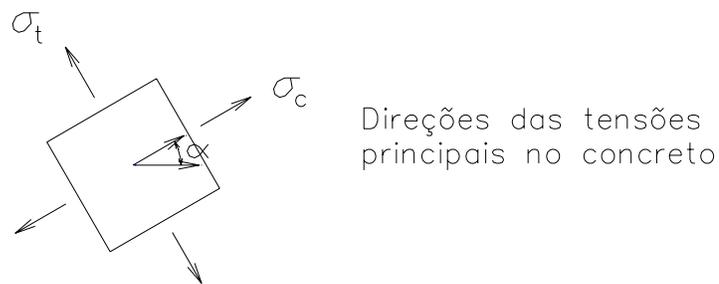
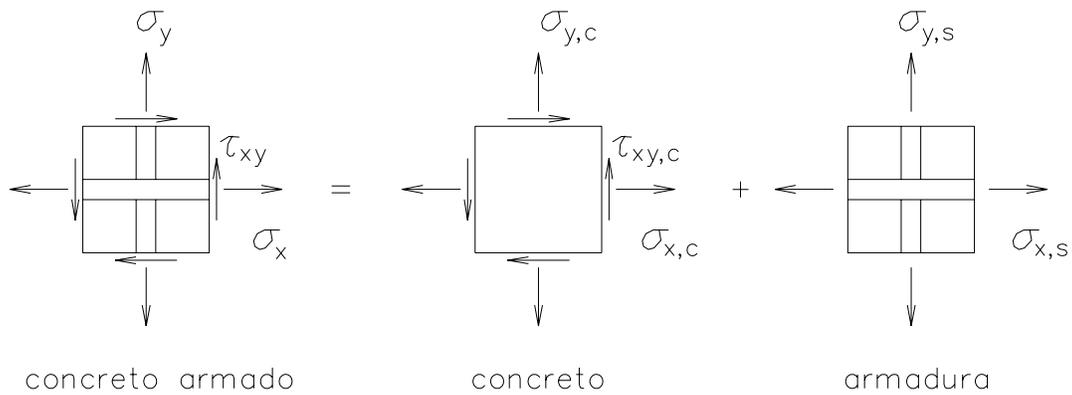


Figura 2.17 - Tensões em um elemento de concreto armado.

As equações das tensões resistidas apenas pelo concreto são (Figura 2.17):

$$\sigma_{x,c} = \sigma_c \cos^2 \alpha + \sigma_t \sin^2 \alpha \quad (2.7)$$

$$\sigma_{y,c} = \sigma_c \sin^2 \alpha + \sigma_t \cos^2 \alpha \quad (2.8)$$

$$\tau_{xy,c} = (\sigma_c - \sigma_t) \sin \alpha \cos \alpha \quad (2.9)$$

A contribuição da armadura que, resiste apenas as tensões normais, é dada por:

$$\sigma_{x,s} = \rho_x \sigma_{s,x} \quad (2.10)$$

$$\sigma_{y,s} = \rho_y \sigma_{s,y} \quad (2.11)$$

onde

$\rho_x$  e  $\rho_y$  : taxa geométrica de armadura nas direções x e y, respectivamente;

$\sigma_{s,x}$  e  $\sigma_{s,y}$  : tensões na armadura nas direções x e y, respectivamente.

O estado de tensões no plano de ruptura pode ser definido em função do estado de tensões principais  $\sigma_c$  e  $\sigma_t$  no concreto e das tensões nas armaduras:

$$\sigma_x = \sigma_c \cos^2 \alpha + \sigma_t \operatorname{sen}^2 \alpha + \rho_x \sigma_{s,x} \quad (2.12)$$

$$\sigma_y = \sigma_c \operatorname{sen}^2 \alpha + \sigma_t \cos^2 \alpha + \rho_y \sigma_{s,y} \quad (2.13)$$

$$\tau_{xy} = (\sigma_c - \sigma_t) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (2.14)$$

As deformações nas direções x e y, necessárias para avaliar as tensões nas armaduras, são função das deformações no concreto  $\varepsilon_c$  e  $\varepsilon_t$  nas direções c e t. Assumindo que as deformações são uniformemente distribuídas no elemento de concreto, elas são dadas por:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_c \cos^2 \alpha + \varepsilon_t \operatorname{sen}^2 \alpha \quad (2.15)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_c \operatorname{sen}^2 \alpha + \varepsilon_t \cos^2 \alpha \quad (2.16)$$

$$\gamma_{xy} = 2(\varepsilon_c - \varepsilon_t) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (2.17)$$

onde

$\varepsilon_x$  e  $\varepsilon_y$  : deformações específicas nas direções x e y, respectivamente;

$\gamma_{xy}$  : deformação angular;

$\varepsilon_c$  e  $\varepsilon_t$  : deformações principais de compressão e tração, respectivamente.

A tensão nas armaduras é determinada por:

$$\sigma_x = E_s \varepsilon_x \leq f_y \quad (2.18)$$

$$\sigma_y = E_s \varepsilon_y \leq f_y \quad (2.19)$$

onde

$f_y$  : tensão de escoamento da armadura;

$E_s$  : módulo de elasticidade do aço.

A tensão no concreto, nas direções principais de compressão e tração, pode ser avaliada a partir das deformações e das curvas de tensão-deformação para o concreto mostradas na Figura 2.18.

Na direção de compressão (Figura 2.18a):

ramo ascendente

$$\sigma_c = -f_c \left[ 2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \lambda \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{se } |\varepsilon_c| \leq \left| \frac{\varepsilon_0}{\lambda} \right| \quad (2.20a)$$

ramo descendente

$$\sigma_c = -\frac{f_c}{\lambda} \left[ 1 - \left( \frac{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - 1}{2 - \frac{1}{\lambda}} \right)^2 \right] \quad \text{se } |\varepsilon_c| > \left| \frac{\varepsilon_0}{\lambda} \right| \quad (2.20b)$$

Sendo  $\frac{\varepsilon_0}{\lambda}$  a deformação correspondente à máxima tensão de compressão no concreto e  $\varepsilon_0 = -0.002$  a deformação correspondente à resistência do concreto ( $f_c$ ) medida em corpos-de-prova cilíndricos submetidos à compressão uniaxial. O coeficiente  $\lambda$  é dado por:

$$\lambda = \sqrt{0,7 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_c}} \quad (2.21)$$

Na direção de tração (Figura 2.18b):

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad \text{para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \quad (2.22a)$$

$$\sigma_t = \frac{f_{ct}}{1 - \sqrt{\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{cr}}{0,005}}} \quad \text{para } \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \quad (2.22b)$$

onde

$E_c$  : módulo de elasticidade do concreto tangente na origem;

$f_{ct}$  : tensão de fissuração do concreto,  $f_{ct} = 0,332\sqrt{f_c}$ , com  $f_c$  em MPa;

$\varepsilon_{cr}$  : deformação de fissuração do concreto,  $\varepsilon_{cr} = \frac{f_{ct}}{E_c}$ .

Em todas as expressões acima, a tensão e a deformação de tração são tomadas com sinal positivo enquanto a tensão e a deformação de compressão são tomadas com sinal negativo. Vale ressaltar que elas representam o comportamento do concreto num estado plano de tensões, sendo diferentes das relações tensão-deformação do concreto obtidas de ensaios de corpos-de-prova.

Considerando o modelo para ensaio de cisalhamento direto com plano de cisalhamento não pré-fissurado mostrado na Figura 2.19, e assumindo que as tensões normais ao plano de cisalhamento devido às ações externas sejam conhecidas, as outras tensões podem ser obtidas em função da força P por:

$$\sigma_y = K_\sigma \frac{P}{bh} \quad (2.23)$$

$$\tau_{xy} = K_\tau \frac{P}{bL} \quad (2.24)$$

onde

$K_\sigma$  : coeficiente que leva em conta a não uniformidade da tensão normal  $\sigma_y$  ;

$K_\tau$  : coeficiente que leva em conta a não uniformidade da tensão de cisalhamento  $\tau_{xy}$  ;

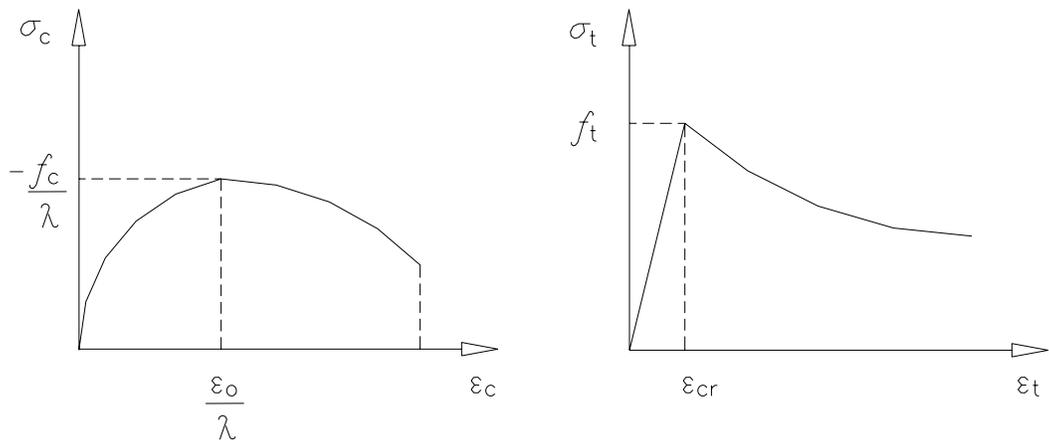
$b$  : largura da seção transversal;

$h$  : altura da seção transversal;

$L$  : comprimento da superfície de cisalhamento.

Eliminando P das expressões (2.23) e (2.24) anteriores obtém-se:

$$\sigma_y = \left( \frac{L K_\sigma}{h K_\tau} \right) \tau_{xy} \quad (2.25a)$$



a) curva tensão de compressão-deformação.      b) curva tensão de tração-deformação.

Figura 2.18 - Relações tensão - deformação do concreto para estado multiaxial de tensões.

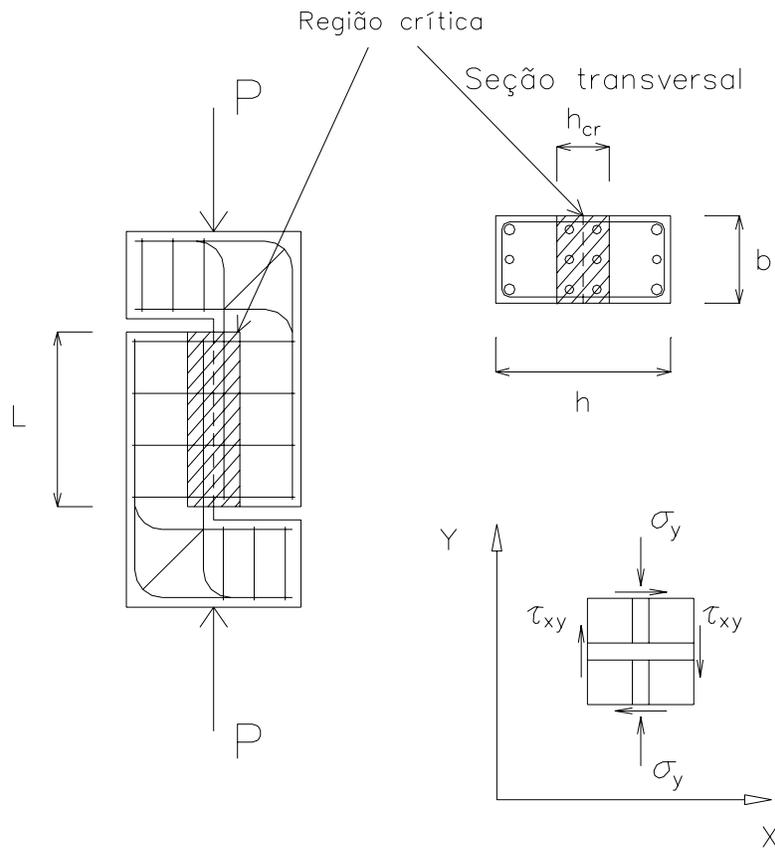


Figura 2.19 - Modelo para ensaio de cisalhamento direto.

Fazendo

$$K = \frac{L K_\sigma}{h K_\tau} \quad (2.25b)$$

tem-se

$$\sigma_y = K \tau_{xy} \quad (2.25c)$$

As tensões não são uniformes na região crítica do modelo da Figura 2.19. Antes de ocorrer fissuração do concreto, a tensão  $\tau_{xy}$  é maior próxima às extremidades, onde há uma concentração de tensões devido à aplicação da força P. A tensão  $\sigma_y$  também é maior nas extremidades, enquanto a tensão normal ao plano de cisalhamento  $\sigma_x$  é desprezível.

A análise de diversos ensaios mostrou que, com o aumento do carregamento, ocorre a formação de fissuras inclinadas na região próxima ao plano de cisalhamento. Esta região foi denominada região crítica e está hachurada na Figura 2.19. Tem largura típica ( $h_{cr}$ ) de 50,8 mm a 76,2 mm. para modelos com 254 mm de largura. Hsu, Mau e Chen (1987) consideraram, ao contrário de Mattock e Hawkins (1972), que, nessa região, a fissuração do concreto possibilita uma redistribuição das tensões  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$  ao longo do plano de cisalhamento, diminuindo a rigidez dessa região em comparação com a de outras partes da peça e possibilitando uma distribuição aproximadamente uniforme. Dessa forma, as tensões podem ser consideradas uniformes na região crítica e essa teoria pode ser aplicada. Assim, os coeficientes  $K_\sigma$  e  $K_\tau$  são iguais a 1 e  $K = \frac{L}{h}$ . No modelo mostrado na Figura 2.19,  $\tau_{xy}$  foi tomado como a tensão média no plano de cisalhamento,  $\sigma_y$  como a tensão média paralela ao plano de cisalhamento e  $\sigma_x$  igual a zero.

Após a combinação de algumas expressões, tem-se

$$\varepsilon_x \geq \varepsilon_{sy} \quad \sigma_x = \sigma_c \cos^2 \alpha + \sigma_t \sin^2 \alpha + \rho_x f_y \quad (2.26a)$$

$$\varepsilon_x < \varepsilon_{sy} \quad \sigma_x = \sigma_c \cos^2 \alpha + \sigma_t \sin^2 \alpha +$$

$$\rho_x E_s (\varepsilon_c \cos^2 \alpha + \varepsilon_t \sin^2 \alpha) \quad (2.26b)$$

A partir das equações (2.13), (2.14) e (2.25c), chega-se a:

$$K(\sigma_c - \sigma_t) \sin \alpha \cos \alpha = \sigma_c \sin^2 \alpha + \sigma_t \cos^2 \alpha + \rho_y \sigma_{s,y} \quad (2.27)$$

Substituindo  $\sigma_{s,y}$  por  $f_y$  e utilizando as equações (2.12), (2.13), (2.14), (2.15), (2.16), (2.17), tem-se:

$$\begin{aligned} \varepsilon_y \geq \varepsilon_{sy} \quad K(\sigma_c - \sigma_t) \sin \alpha \cos \alpha = \\ \sigma_c \sin^2 \alpha + \sigma_t \cos^2 \alpha + \rho_y f_y \end{aligned} \quad (2.28a)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_y < \varepsilon_{sy} \quad K(\sigma_c - \sigma_t) \sin \alpha \cos \alpha = \\ \sigma_c \sin^2 \alpha + \sigma_t \cos^2 \alpha + \rho_y E_s (\varepsilon_c \sin^2 \alpha + \varepsilon_t \cos^2 \alpha) \end{aligned} \quad (2.28b)$$

As equações (2.26a), (2.26b), (2.28a) e (2.28b) são função de 6 variáveis. O processo de resolução é iterativo e consiste em adotar primeiramente um valor para  $\varepsilon_c$ , determinar o valor das outras variáveis  $\sigma_c$ ,  $\sigma_t$ ,  $\varepsilon_t$ ,  $\alpha$  e  $\lambda$ , que podem ser obtidas das relações tensão-deformação das equações (2.20) e (2.22), e das equações de compatibilidade (2.15) e (2.17). A variável  $\varepsilon_c$  é escolhida porque espera-se que a deformação do concreto aumente com o acréscimo do carregamento.

A tensão de cisalhamento última ( $\tau_u$ ) e, conseqüentemente, a carga última ( $P_u$ ) corresponde ao pico da curva que relaciona a tensão de cisalhamento ( $\tau_{xy,c}$ ) com a deformação angular ( $\gamma_{xy,c}$ ).

O método iterativo para resolver simultaneamente as quatro equações não lineares segue os seguintes passos:

- 1) Escolher um valor para  $\varepsilon_c$ ;

- 2) Adotar um valor para  $\sigma_t$ ;
- 3) Determinar  $\varepsilon_t$  através da curva tensão-deformação do concreto submetido a tração (2.22);

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{cr} \quad \varepsilon_t = \left[ 0,005 \left( \frac{f_{ct}}{\sigma_t} - 1 \right)^2 - \varepsilon_{cr} \right]$$

$$\varepsilon_t < \varepsilon_{cr} \quad \varepsilon_t = \frac{\sigma_t}{E_c}$$

- 4) Determinar  $\lambda$  (2.21);

$$\lambda = \sqrt{0,7 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_c}}$$

- 5) Calcular  $\sigma_c$  utilizando as relações tensão-deformação no concreto comprimido (2.20);

$$|\varepsilon_c| \leq \left| \frac{\varepsilon_0}{\lambda} \right| \quad \sigma_c = -f_c \left[ 2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \lambda \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$|\varepsilon_c| > \left| \frac{\varepsilon_0}{\lambda} \right| \quad \sigma_c = -\frac{f_c}{\lambda} \left[ 1 - \left( \frac{\frac{\varepsilon_c - 1}{\varepsilon_0} - \frac{1}{\lambda}}{2 - \frac{1}{\lambda}} \right)^2 \right]$$

- 6) Calcular o ângulo  $\alpha$  com as equações abaixo, obtidas a partir das equações (2.26a) e (2.26b);

$$\varepsilon_x \geq \varepsilon_{sy} \quad \cos^2 \alpha = \frac{\sigma_x - \sigma_t - \rho_x f_y}{\sigma_c - \sigma_t}$$

$$\varepsilon_x < \varepsilon_{sy} \quad \cos^2 \alpha = \frac{\sigma_x - \sigma_t - \rho_x E_s \varepsilon_t}{\sigma_c - \sigma_t + \rho_x E_s (\varepsilon_c - \varepsilon_t)}$$

7) Calcular  $\sigma_t$  com as equações abaixo, obtidas a partir de (2.27);

$$\varepsilon_y \geq \varepsilon_{sy} \quad \sigma_t = \frac{\sigma_c (K \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha) - \rho_y f_y}{K \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_{sy}$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c (K \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha - \operatorname{sen}^2 \alpha) - \rho_y E_s (\varepsilon_c \operatorname{sen}^2 \alpha + \varepsilon_t \cos^2 \alpha)}{K \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha + \cos^2 \alpha}$$

8) Se o valor calculado para  $\sigma_t$  estiver próximo do valor inicialmente adotado,  $\sigma_c$ ,  $\sigma_t$ ,  $\varepsilon_t$ ,  $\alpha$  e  $\lambda$  são a solução para o valor de  $\varepsilon_c$  adotado. Caso contrário, deve-se adotar outro valor para  $\sigma_t$  e repetir os passos de 2 a 7;

9) Adotar um novo valor para  $\varepsilon_c$  e repetir os passos de 1 a 8;

10) Os valores de  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$  e  $\gamma_{xy}$  podem ser calculados usando as equações (2.9.b), (2.9.c) e (2.10.c), respectivamente, para cada valor de  $\varepsilon_c$  adotado.

A tensão de cisalhamento resistente ( $\tau_u$ ) pode ser obtida do ponto de máximo absoluto da curva que relaciona  $\tau_{xy}$  com  $\gamma_{xy}$ .

Comparando as resistências teóricas segundo Hsu, Mau e Chen (1987) com as experimentais dos espécimes não pré-fissurados da Série 1 de Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969), obteve-se boa concordância (Figura 2.20). A desvantagem desse método é a dificuldade de aplicação e a impossibilidade de, ao usá-lo, ter-se a percepção de como o aumento da resistência do concreto e da taxa de armadura transversal afeta a resistência ao cisalhamento.

Hsu, Mau e Chen (1987) concluíram que um importante fator que influencia a resistência ao cisalhamento é a redução da resistência do concreto após a fissuração. Outros fatores importantes que também influenciam essa resistência são as quantidades da armaduras transversal e paralela ao plano de cisalhamento. A teoria atrito-

cisalhamento considera apenas a armadura transversal ao plano de cisalhamento. Segundo os autores, os espécimes dos ensaios de cisalhamento direto tinham alta porcentagem de armadura paralela ao plano de cisalhamento e perto dele e, se não for esse o caso, a teoria atrito-cisalhamento pode fornecer resistências não conservadoras.

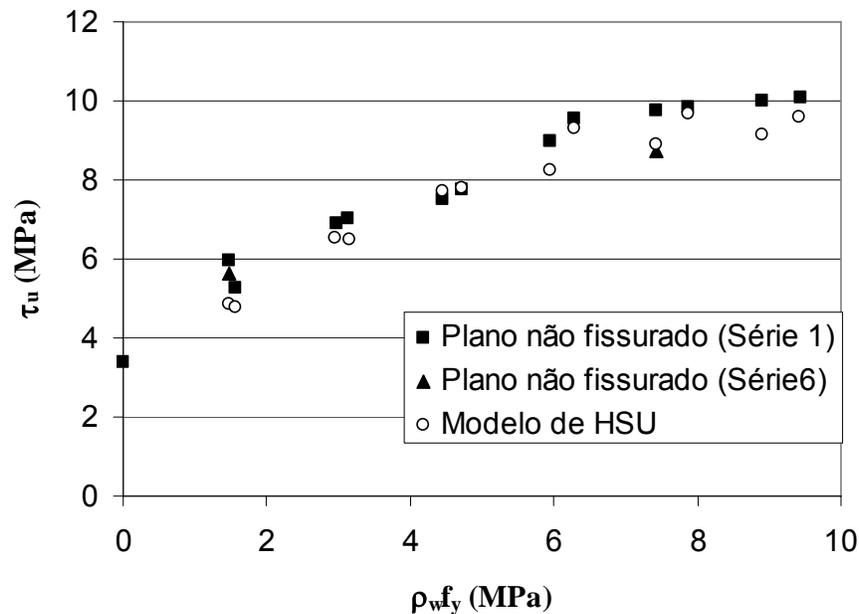


Figura 2.20 - Resultados dos ensaios realizados por Hofbeck, Ibrahim e Mattock (1969) e calculados por Hsu, Mau e Chen (1987)

#### 2.4.1.4 Método de Tsoukantas e Tassios (1989)

Tsoukantas e Tassios (1989) fizeram vários ensaios de painéis pré-moldados, com a finalidade de avaliar a capacidade resistente das conexões entre elementos pré-fabricados de concreto, visando propor modelo para determinar a resistência ao cisalhamento horizontal de superfícies rugosas ou lisas, considerando as contribuições do atrito entre as superfícies, efeito de pino e reação normal devido à armadura transversal. O modelo proposto considera separadamente os mecanismos de transferência de esforços numa interface previamente fissurada como funções do deslocamento relativo entre as superfícies.

### ***Efeito do atrito entre as superfícies***

O mecanismo de transferência por atrito atua sempre que há a presença de uma tensão de compressão normal à superfície devida à carga externa ou à presença de armadura ao longo da interface de concreto. Quando há armadura e um deslocamento relativo ( $\delta$ ) imposto pelo cortante, este esforço provoca a separação entre as superfícies do plano de cisalhamento ( $w$ ) devido ao efeito de engrenamento das irregularidades na conexão (Ver Figura 2.1). A armadura transversal, se estiver ancorada adequadamente em ambas as partes de concreto, é tracionada produzindo uma tensão normal  $\sigma_n = A_{sw} \cdot f_s$  no plano de cisalhamento e, conseqüentemente, surge uma tensão de compressão adicional na interface do concreto, mobilizando o mecanismo de atrito.

A separação transversal ( $w$ ) pode ser avaliada, em função do deslizamento da interface ( $\delta$ ), através das seguintes expressões empíricas:

$$w = 0,05 \delta, \text{ para superfícies lisas e } \delta \leq 2,0 \text{ mm} \quad (2.29)$$

$$w = 0,6 \delta^{\frac{2}{3}}, \text{ para superfícies rugosas e } \delta \leq 2,5 \text{ mm} \quad (2.30)$$

Esses valores limites do deslizamento da interface ( $\delta$ ) foram obtidos de ensaios de cisalhamento direto em modelos monolíticos com plano de cisalhamento pré-fissurado. A interface lisa foi obtida moldando blocos de concreto separadamente, os quais foram colocados juntos durante o ensaio. Não havia armadura transversal à interface, sendo a tensão normal obtida através da aplicação de forças externas.

A tensão de cisalhamento última devida ao mecanismo de atrito-cisalhamento, para superfícies lisas, é dada por:

$$\tau_u = 0,4 \left( \rho_w f_y + \sigma_n \right) \quad (2.31)$$

Com o acréscimo de carga, o valor de ( $\delta$ ) aumenta até ser atingida a carga de ruptura ( $P_u$ ) definida como aquela que corresponde a um deslocamento relativo  $\delta_u$ .

A relação entre a resistência ao cisalhamento e o deslizamento na interface, para  $\delta/\delta_u \leq 1,0$ , é dada por:

$$\tau = \tau_u \frac{\delta}{\delta_u} \quad (2.32)$$

Com

$$\delta_u = 0,15 \sqrt{(\rho_w f_y + \sigma_n)} \quad (2.33)$$

onde

$\delta_u$  : deslizamento correspondente à capacidade resistente da ligação;

$\tau_u$  : resistência da interface, dada pela eq. (2.31).

Para o caso de interfaces rugosas, a resistência ao cisalhamento é considerada como sendo alcançada para deslizamentos  $\delta_u$  da ordem de 2 mm, independentemente do valor da tensão normal. A expressão de  $\tau_u$  é dada por:

$$\tau_u = 0,5 \sqrt[3]{(f_c)^2 (\rho_w f_y + \sigma_n)} \quad (2.34)$$

A relação entre a tensão de cisalhamento e o deslizamento é:

- para  $\delta \leq 0,05 \delta_u$

$$\tau = 10 \tau_u \frac{\delta}{\delta_u} \quad (2.35)$$

- para  $0,05 \delta_u < \delta \leq \delta_u$

$$\frac{\delta}{\delta_u} = 1,7 \left[ \left( \frac{\tau}{\tau_u} \right)^4 - 0,5 \left( \frac{\tau}{\tau_u} \right)^3 \right] + 0,05 \quad (2.36)$$

onde

$\delta_u$  : é igual a 2,0 mm e corresponde ao deslizamento referente à capacidade resistente da interface de superfícies rugosas;

$\tau_u$  : é a resistência da interface, dada pela eq. (2.34).

Aplicando uma força horizontal na interface, ocorrerá um deslizamento entre as duas partes em contato. Conhecido este deslizamento é possível calcular o valor da separação transversal entre as partes, o qual será transmitido à armadura transversal. Esta, por sua vez, aplicará uma tensão normal à interface  $\sigma_n = A_{sw} f_s$  e, através das equações anteriores, pode-se calcular a resistência oferecida pela interface. Se a armadura estiver devidamente ancorada em ambas as partes, na ruptura ela poderá alcançar a resistência de escoamento e, neste caso,  $f_s = f_y$ .

Esta situação representa a completa utilização do mecanismo resistente por atrito e deve, sempre que possível, ser empregada. Para tanto, atenção especial deve ser dada à ancoragem da armadura em ambas as partes de concreto.

### ***Efeito de pino da armadura***

Após o início do deslizamento da interface, este mecanismo é acionado e permanece até que a armadura atinja a tensão de escoamento e o concreto à sua volta esmague (na existência de cobrimento adequado). A partir desse instante, admite-se que não há mais a contribuição do efeito de pino da armadura. Este efeito, somado ao atrito na superfície de contato, determinam a resistência ao cortante horizontal da ligação. Valores admissíveis do cobrimento mínimo necessário da armadura em função do seu diâmetro são mostrados na Figura 2.21. Note-se que o comprimento de ancoragem deve ser maior do que  $6\phi_s$ .

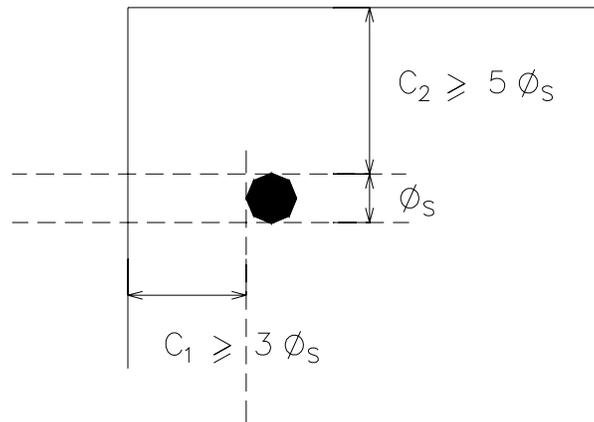


Figura 2.21 - Valores aceitáveis de cobrimento de concreto mínimo da armadura para possibilitar o escoamento da barra sob efeito de pino.

A relação entre a força transversal à armadura  $R_s$  e seu deslocamento  $\delta_s$  é dada por:

- para  $\delta_s \leq \delta_{s,\text{lim}}$

$$R_s = 0,5 R_{s,u} \frac{\delta_s}{\delta_{s,\text{lim}}} \quad (2.37)$$

- para  $\delta_{s,\text{lim}} < \delta_s \leq \delta_{s,u}$

$$\delta_s = \delta_{s,\text{lim}} + 1,15 \delta_{s,u} \left[ \left( \frac{R_s}{R_{s,u}} \right)^4 - 0,5 \left( \frac{R_s}{R_{s,u}} \right)^3 \right] \quad (2.38)$$

com

$$\delta_{s,\text{lim}} = \frac{2 R_{s,u} \beta (\beta e + 1)}{E_c} \quad (2.39)$$

$$\beta = \left( \frac{E_c}{8 E_s I_s} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.40)$$

$$\delta_{s,u} \cong 0,05 \phi_s \quad (2.41)$$

onde

$e$  : distância da força transversal à barra à superfície de concreto (excentricidade do carregamento) (Figura 2.22);

$E_c$  : módulo de elasticidade longitudinal do concreto ( $N/mm^2$ );

$E_s$  : módulo de elasticidade longitudinal do aço ( $N/mm^2$ );

$I_s$  : momento de inércia da seção transversal da armadura com relação ao eixo que passa pelo seu centróide ( $mm^4$ );

$R_{s,u}$  : resistência da armadura à ação de pino em N;

$\delta_{s,u}$  : deslocamento transversal da armadura correspondente a  $R_{s,u}$ ;

$\phi_s$  : diâmetro da barra (mm).

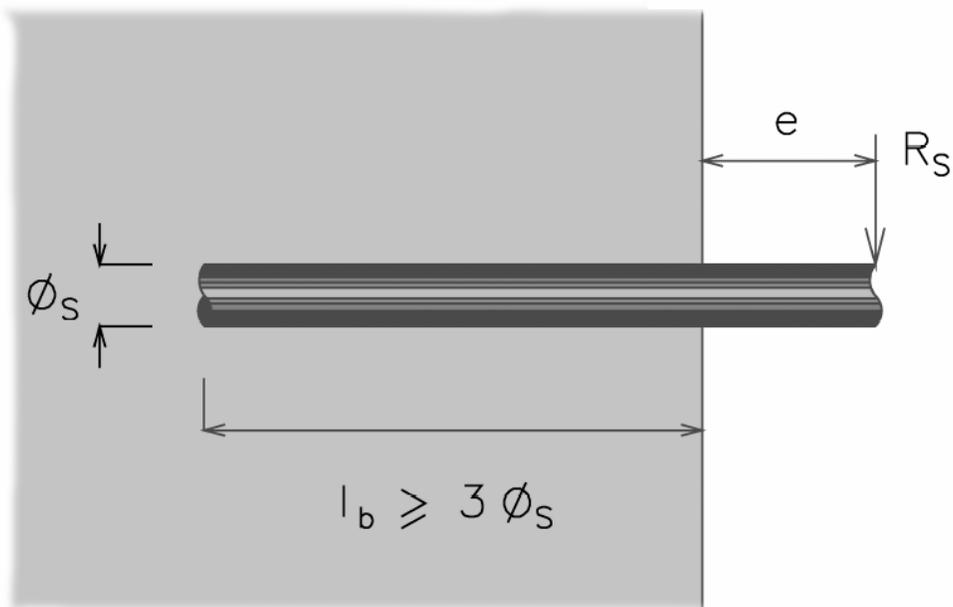


Figura 2.22 - Aplicação da força transversal à armadura.

A equação empírica que estima a resistência última devida à ação do pino, para carregamentos estáticos, é:

$$R_{s,u}^2 + (10 f_c \phi_s e) R_{s,u} - \psi^2 (\phi_s)^4 f_c f_y (1 - \zeta^2) = 0 \quad (2.42)$$

onde

$f_c$ : resistência à compressão do concreto obtida de corpos-de-prova cúbicos (MPa);

$\psi$ : fator não maior que 1,3, que depende do cobrimento na direção da força cortante. Seu valor pode ser obtido da Tabela 2.7 (Ver Figura 2.23);

$\zeta$ : Relação  $\sigma_s / f_y$  utilizada para calcular o decréscimo da resistência por ação de pino em função da tensão de tração na armadura.

Tabela 2.7 - Coeficiente  $\psi$  segundo Tsoukantas e Tassios (1989).

Região em que está localizada a armadura transversal	Valor de $\psi$
I	$0,6 + \frac{c_1}{\phi_s} \left( 0,027 \frac{c_2}{\phi_s} - 0,1 \right)$
II	$0,9 + 0,03 \frac{c_2}{\phi_s}$
III	$0,6 + 0,233 \frac{c_1}{\phi_s}$
IV	1,3

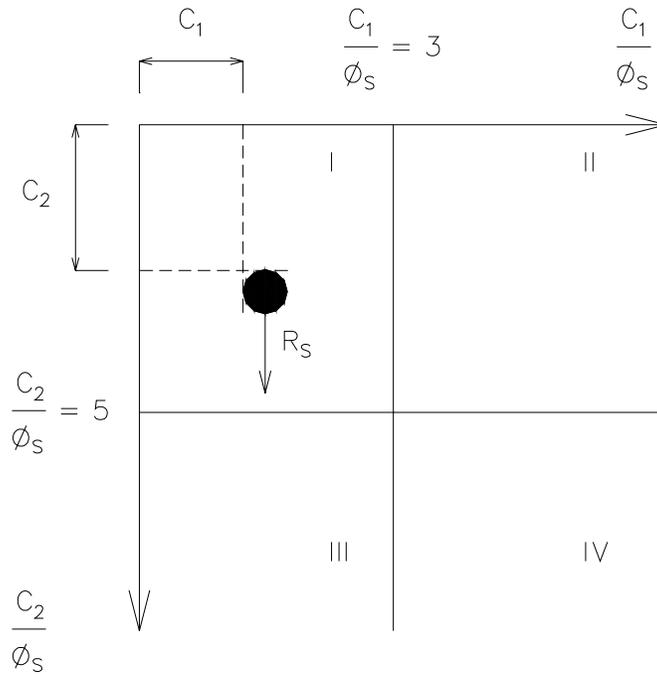


Figura 2.23 - Localização da armadura na seção transversal de concreto para determinação do coeficiente  $\psi$ .

Por razões de segurança, apenas as armaduras com cobrimento superior a 5 vezes seu diâmetro, na direção do esforço cortante, participam no mecanismo de transferência do cisalhamento, conforme mostra a Figura 2.24.

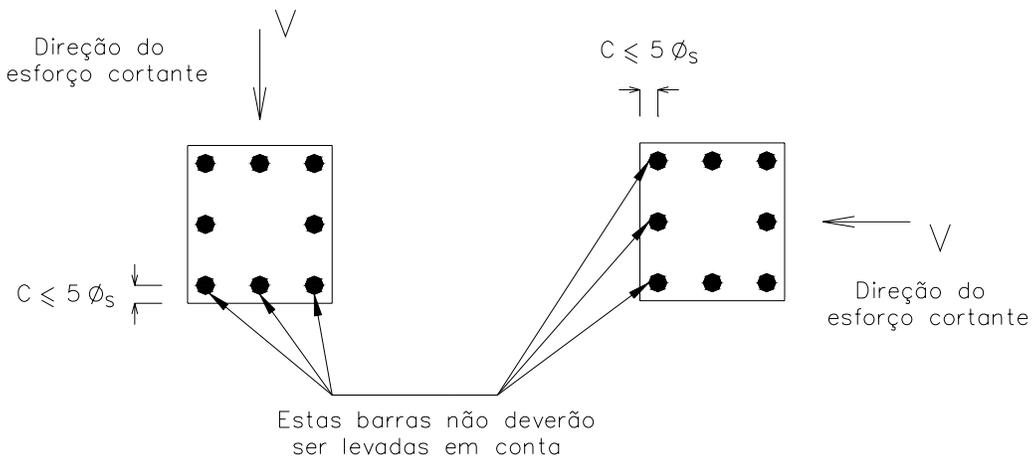


Figura 2.24 - Armaduras constituintes do mecanismo resistente em função de sua posição.

Os autores propuseram a adoção da seguinte equação para determinação da relação força de arrancamento-deslocamento, baseada nos resultados de ensaios de arrancamento de barras imersas em blocos de concreto:

$$\sigma_s = 15(\phi_s)^{-\frac{1}{2}} l_b \left( \frac{f_c}{16} \right)^{\frac{1}{4}} \Delta l^{\frac{1}{3}} \leq f_y \quad (2.43)$$

onde

$\sigma_s$  : tensão axial na armadura;

$l_b$  : comprimento de ancoragem da armadura, compreendido entre  $2\phi_s$  e  $12\phi_s$  ;

$\Delta l$  : variação do comprimento da armadura devida à força de arrancamento, igual a  $w/2$  ;

$\phi_s$  : diâmetro da barra (mm).

Nessa equação, a variação de comprimento  $\Delta l$  na extremidade da barra representa a resultante de deformações ocorridas na barra na região ancorada (Figura 2.25). O comprimento de ancoragem deve estar no intervalo  $2\phi_s$  a  $12\phi_s$  . Na maioria das aplicações práticas, o comprimento de ancoragem da armadura que atravessa a interface é muito maior que  $12\phi_s$  . Neste caso, visando facilitar a aplicação do modelo, os autores sugerem o uso de  $l_b = 12\phi_s$  na eq. (2.47) e aplicando um coeficiente de incerteza devido à dispersão dos resultados experimentais ( $\gamma_{rd} = 2/3$ ), obtêm-se a seguinte expressão:

$$\sigma_s = 60\sqrt{\phi_s} f_{cd}^{\frac{1}{4}} \Delta l^{\frac{1}{3}} \leq f_y, \quad l \geq 12\phi_s \quad (2.44)$$

Segundo os pesquisadores, o deslizamento na interface correspondente à ruptura é da ordem de 2 mm. Em serviço, assume-se deslizamento de cerca de 0,2 mm, que corresponde à abertura de aproximadamente 0,1 mm e 0,2 mm para interfaces lisas e rugosas, respectivamente.

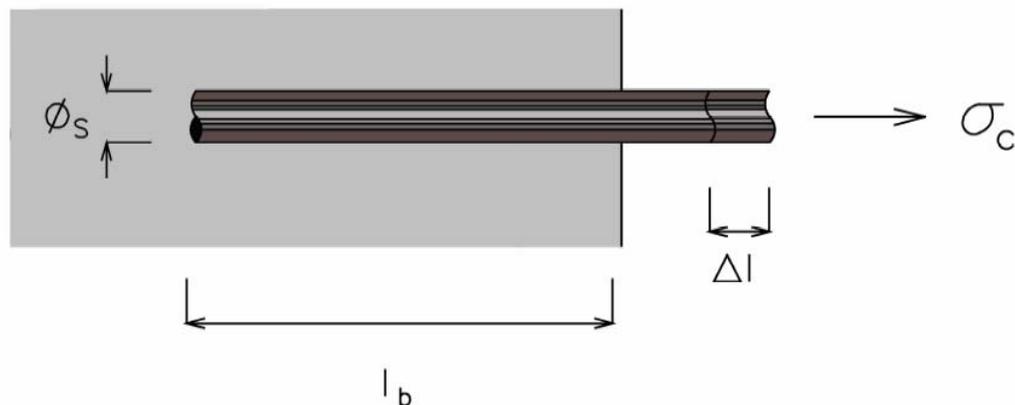


Figura 2.25 - Ensaio de arrancamento de barra.

No caso de interfaces com superfície naturalmente rugosa e concreto com resistência inferior a 56 MPa, os ensaios mostraram que a relação entre o deslizamento na interface e a separação transversal entre as partes é independente de parâmetros como dimensão máxima do agregado, tensão normal à interface, resistência do concreto, etc. Convencionalmente, uma superfície de concreto é classificada como lisa quando é produzida em fôrmas metálicas, como, por exemplo, em pré-moldados de concreto.

Interfaces de concreto produzidas pela ruptura de uma peça monolítica (modelos com plano de cisalhamento pré-fissurado) ou superfícies lisas tornadas rugosas como, por exemplo, pelo jateamento de areia são classificadas como rugosas.

#### 2.4.2. Expressões de diferentes autores

##### 2.4.2.1 Mattock e Hawkins (1972), Mattock e Chow (1975). Mattock, Li e Wang (1976), Mattock (2001)

Uma equação, alternativa àquela da teoria atrito-cisalhamento, foi proposta por Mattock e Hawkins (1972) para avaliar a resistência ao cisalhamento em um plano fissurado em concreto monolítico. Esta equação foi baseada nos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto realizados por esses autores (item 2.3.3) e assume que a resistência ao cisalhamento é composta por uma parcela relativa à coesão e outra devida ao atrito:

$$\tau_u = 1,38 + 0,8(\rho_w f_y + \sigma_n) \quad (2.45)$$

sendo  $\tau_u \leq 0,3f_c$  ou 10,3 MPa (o menor valor) e  $(\rho_w f_y + \sigma_n) \geq 1,38$  MPa.

Em 1975, Mattock e Chow modificaram a Eq. (2.45), de forma a melhor representar resultados dos ensaios:

$$\tau_u = 2,8 + 0,8(\rho_w \cdot f_y + \sigma_n) \leq 0,3f_c \quad (2.46)$$

Em 1976, Mattock (apud Mattock, 1988) propôs que a parcela de coesão fosse função de  $f_c$ , ou seja:

$$\tau_u = 0,467f_c^{0,545} + 0,8(\rho_w f_y + \sigma_n) \leq 0,3f_c \quad (2.47)$$

Ainda em 1976, Mattock, Li e Wang propuseram que, para concreto com todos agregados leves, a coesão fosse 1,4 MPa:

$$\tau_u = 1,4 + 0,8\rho_w f_y \leq \begin{cases} 0,2 f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.48)$$

enquanto para concretos com apenas o agregado graúdo leve, a coesão fosse 1,7 MPa:

$$\tau_u = 1,7 + 0,8\rho_w f_y \leq \begin{cases} 0,2 f_c \\ 6,89 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.49)$$

Em 2001, Mattock propôs novos valores para a coesão ( $0,1f_c \leq 5,5$  MPa) e o limite superior de  $\tau_u$  ( $0,3f_c$  ou 16 MPa), visando melhor representar o caso de concretos de alta resistência.

### 2.4.2.2 Shaikh (1978)

Com base em estudos para estimar a resistência ao cortante horizontal em interfaces de concreto desenvolvidas desde 1966, Shaikh (1978) apresentou sugestão de revisão da teoria atrito-cisalhamento contida no *PCI Manual on Design of Connections for Precast Prestressed Concrete* (1973).

Segundo Shaikh (1978), a resistência ao cisalhamento das ligações deve ser determinada conforme a seguinte expressão:

$$\tau_u = \phi \rho_w f_y \mu_e \quad (2.50)$$

onde

$\phi$ : coeficiente de minoração da resistência, igual a 0,85;

$\rho_w f_y$ : tensão normal à interface, não inferior a 0,83 MPa;

$\mu_e$ : coeficiente de atrito efetivo, igual a  $\frac{6,9 \lambda^2 \mu}{\tau_u}$ ;

$\lambda$ : igual a 1,0 para concreto convencional; 0,85 para concreto com agregado graúdo leve; 0,75 para concreto leve;

$\mu$ : coeficiente de atrito interno (Ver Tabela 2.8).

Tabela 2.8 - Valores do coeficiente de atrito interno e tensão cisalhante limite segundo Shaikh, para diferentes tipos de superfície

Característica da ligação	$\mu$	$\tau_{u,\text{lim}}$ (MPa)
Concreto monolítico	1,40	$0,3 f_c \leq 8,3$
Concreto-concreto, interface rugosa	1,00	$0,25 f_c \leq 6,9$
Concreto-concreto, interface lisa	0,40	$0,15 f_c \leq 4,1$
Concreto-aço	0,60	$0,2 f_c \leq 5,5$

Substituindo-se o coeficiente  $\mu_e$  na equação 2.50, chega-se à seguinte expressão:

$$\tau_u = \lambda \sqrt{6,9 \phi \rho_w f_y \mu} \quad (2.51)$$

Esta equação é válida para qualquer tipo de interface e massa específica do concreto e deve respeitar os limites da Tabela 2.8.

#### 2.4.2.3 Walraven, Fréney e Pruijssers (1987)

Walraven, Fréney e Pruijssers (1987) propuseram a expressão 2.52 para estimar a resistência ao cortante horizontal das ligações, com base nos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto citados no item 2.3.4.

$$\tau_u = C_1 (\rho_w f_y)^{C_2} \quad (2.52)$$

onde

$$C_1 = 0,822 (0,85 f_c)^{0,406}$$

$$C_2 = 0,159 (0,85 f_c)^{0,303}$$

#### 2.4.2.4 Loov e Patnaik (1994)

Loov e Patnaik (1994) desenvolveram um programa experimental onde foram ensaiadas 16 vigas biapoiadas com o objetivo de estudar a resistência ao cisalhamento horizontal de vigas compostas de concreto. Os principais parâmetros variados foram  $\rho_w f_y$ , a resistência à compressão do concreto, a largura da interface e o detalhamento da armadura transversal à interface.

Os resultados dos ensaios levaram à seguinte expressão para estimar a tensão de cisalhamento horizontal última:

$$\tau_u = k \lambda \sqrt{(0,1 + \rho_w f_y) f_c} \leq 0,25 f_c \quad (2.53)$$

onde

$k$ : igual a 0,5 para vigas compostas e 0,6 para vigas monolíticas;

$\lambda$ : igual a 1,0 para concreto de massa específica convencional e 0,75 para concreto leve.

Essa expressão é válida para vigas com e sem armadura transversal na interface.

### 2.4.3. Expressões de diferentes normas

#### 2.4.3.1 CEB-FIP MC 90

No item 3.9 (atrito em interfaces de concreto) do CEB-FIP MC 90 (1993), é apresentado o método de análise proposto por Tsoukantas e Tassios (1989), no qual resistência ao cisalhamento e deslizamento são relacionados.

No item 6.10.2, consta o procedimento de projeto de ligações, segundo o qual tem-se a seguinte expressão para avaliar a resistência ao cisalhamento da ligação:

$$\tau_u = \beta f_{ctd} + \mu(\rho_w f_{yd} + \sigma_n) < 0,25 f_{ctd} \quad (2.54)$$

onde

$$\beta f_{ctd} : \text{coesão entre as duas partes de concreto na ligação, com } f_{ctd} = \frac{0,3 f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c},$$

onde  $\gamma_c = 1,5$ , é um coeficiente de minoração da resistência do concreto;

$\rho_w$ : taxa geométrica de armadura perpendicular à interface  $\geq 0,001$ ;

Os fatores  $\beta f_{ctd}$  e  $\mu$  dependem do tipo de rugosidade das interfaces, de acordo com a Tabela 2.10.

Para baixos valores de esforço cortante, a resistência ao cisalhamento da ligação pode ser estimada de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_u = \beta f_{ct} \quad (2.55)$$

Neste caso não é necessário usar armadura de reforço.

Dois tipos de aspereza da superfície de ligação são considerados, conforme mostrado na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Tipos de aspereza de superfície segundo o CEB-FIP MC 90 (1993)

Categoria 1 (lisa)	
I	Superfície lisa obtida pelo lançamento do concreto em fôrmas metálicas ou de madeira
II	Superfícies alisadas com algum elemento para torná-las lisas, de maneira a ficar aparentemente idêntica à (I)
III	Superfícies desempenhadas de maneira a deixar pequenas ondulações
IV	Superfície alcançada com fôrma deslizante ou régua vibratória
V	Superfície alcançada por extrusão
VI	Superfície cuja textura foi alcançada escovando o concreto ligeiramente quando ele estava molhado
Categoria 2 (rugosa)	
VII	Como (VI), mas com uma textura mais pronunciada, como se tivesse sido submetida a escaificações ou raspagens para a obtenção da rugosidade.
VIII	Superfície bem compactada, sem tentativa de alisar ou texturizar, tendo agregado graúdo exposto mas firmemente fixo na matriz
IX	Concreto da superfície jateado para expor agregado graúdo
X	Superfície com dentes

Tabela 2.10 - Valores dos coeficientes  $\beta$  e  $\mu$  segundo CEB-FIP MC90.

	Superfície Categoria 1	Superfície Categoria 2
$\beta$	0,20*	0,40
$\mu$	0,60	0,90

\* Para superfícies muito lisas I e II, é recomendável usar  $\beta = 0,1$

#### 2.4.3.2. CSA A23.3-04

A norma CSA A23.3-04 (2006), na seção 11.5, admite a participação da coesão do concreto na resistência ao cisalhamento.

A equação geral para avaliar a resistência ao cisalhamento é:

$$\tau_u = \lambda \phi_c (c + \mu \sigma_n) + \phi_s \rho_w f_y \cos \alpha \quad (2.56)$$

onde

$$\sigma_n = \rho_w f_y \operatorname{sen} \alpha + \frac{N}{A_g}$$

$$\lambda \phi_c (c + \mu \sigma) \leq 0,25 \phi_c f_c$$

$\lambda$ : fator que considera a massa específica do concreto. Para concreto convencional é igual a 1,0; para concreto de agregado graúdo leve 0,85 e para o concreto leve 0,70;

$A_g$ : área total da superfície onde atua a força cortante

$\alpha$ : ângulo de inclinação da armadura de costura com relação ao plano de cisalhamento.

Uma superfície é definida como intencionalmente rugosa quando possui rugosidade com profundidade superior ou igual a 5 mm. Para concreto monolítico ou concreto novo sobre antigo com superfície limpa e intencionalmente rugosa, pode-se usar uma equação alternativa para avaliar a resistência ao cisalhamento:

$$\tau_u = \lambda \phi_c K \sqrt{\sigma f_c} + \phi_s \rho_w f_y \cos \alpha \quad (2.57)$$

onde

$K$ : é igual a 0,5 para concreto novo sobre antigo; 0,6 para concreto monolítico;

Em todas as expressões acima,  $\phi_c = 0,65$  e  $\phi_s = 0,85$  (coeficientes de minoração da resistência do concreto e do aço, respectivamente).

Os valores dados para a coesão ( $c$ ) e o coeficiente de atrito ( $\mu$ ) para diferentes tipos de interface são dados na Tabela 2.11.

A coesão é função apenas do tipo de superfície da interface, independe da resistência do concreto.

Os valores dos coeficientes de atrito da norma canadense são iguais ou bem próximos daqueles apresentados no ACI 318M-05. Contudo, a norma canadense é

menos conservadora, pois admite a participação da coesão do concreto na resistência ao cisalhamento e tem um valor limite superior ao da ACI 318M-05. A armadura de cisalhamento mínima de peças armadas e protendidas (item 11.2.8 da CSA A23.3-04) é dada por:

$$A_{sw,min} = 0,06 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (2.58)$$

onde

$b_w$  : largura da alma;

$s$  : espaçamento entre estribos.

O espaçamento máximo entre estribos não deve ser superior a  $0,7h$  ou 600 mm.

Tabela 2.11 - Valores de  $c$  e  $\mu$  segundo a norma CSA A23.3-04 (2006)

Tipo de superfície	$c$ (MPa)	$\mu$
Para concreto monolítico	1,00	1,40
Concreto novo sobre antigo com interface limpa e intencionalmente rugosa com rugosidade de pelo menos 5 mm de profundidade	0,50	1,00
Concreto novo sobre antigo com interface limpa não intencionalmente rugosa	0,25	0,60
Para concreto ligado aço através de conetores	0	0,60

#### 2.4.3.3 NS 3473-04

No item 12.7 da norma NS 3473-04, as interfaces são classificadas como lisas, rugosas e dentadas. Se as superfícies possuem depressões com profundidade superior a 2 mm ao longo da interface, elas são consideradas como rugosas.

A equação para determinar a resistência ao cisalhamento horizontal é dada por:

$$\tau_u = \tau_{cd} + \rho_w f_{yd} (\cos \alpha + \mu \operatorname{sen} \alpha) + \mu \sigma_n \leq 0,3 f_{cd} \quad (2,59)$$

onde

$\tau_{cd}$ : resistência ao cisalhamento do concreto, que deve ser levada em consideração apenas para superfícies de contato limpas antes da concretagem e não submetidas a tensões de tração perpendiculares à interface;

$\alpha$ : é o ângulo entre a armadura e a interface ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ).

Se houver tensões de compressão normais à interface, o valor limite de  $0,3 f_{cd}$  pode aumentar a  $0,5 f_{cd}$ .

A taxa de armadura transversal mínima deve corresponder a 0,001, a menos que exista na interface tensão normal de compressão superior a 0,4 MPa.

O espaçamento entre a armadura transversal não deve ser superior a quatro vezes a menor dimensão da superfície de contato ou 500 mm.

A Tabela 2.12 apresenta  $\tau_{cd}$  e  $\mu$  recomendados pela NS 3473-04 em função da característica da interface. Os valores adotados para  $\tau_{cd}$  e  $\mu$  devem corresponder à combinação que leva à menor resistência ao cisalhamento da ligação.

Tabela 2.12 - Valores de  $\tau_{cd}$  e  $\mu$  segundo a NS 3473-04

Superfície de contato	$\rho_w > 0,001$ ou $\sigma_n > 0,4 \text{ MPa}$			
	Combinação 1		Combinação 2	
	$\tau_{cd}$	$\mu$	$\tau_{cd}$	$\mu$
Lisa	0	0,70	0	0,70
Rugosa	0	1,50	$0,6 f_{ctd}$	0,80
Dentada	0	1,80	$1,5 f_{ctd}$	0,80

Na Tabela 2.13 constam os valores de  $f_{ctd}$  usados em algumas expressões da Tabela 2.12, segundo a classe de resistência do concreto.

Tabela 2.13 - Valores de  $f_{ct}$  e  $f_{ctd}$  segundo a NS 3473-04

$f_{ck}$ (MPa)	12	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95
$f_{ct}$ (MPa)	1,25	2,10	2,35	2,65	2,90	3,35	3,70	4,05	4,40	4,70	5,00
$f_{ctd}$ (MPa)	0,90	1,40	1,60	1,80	2,00	2,30	2,55	2,65	2,70	2,70	2,70

#### 2.4.3.4 EN 1992-1-1 2004

No item 6.2.5 da EN 1992-1-1 2004, tem-se:

$$\tau_u = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho_w f_{yd} (\mu \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) \leq 0,3 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ctd} \quad (2.60)$$

onde

$f_{ctd}$  : resistência à tração do concreto, com  $f_{ctd} = \frac{0,21 f_c^{2/3}}{\gamma_c}$ , onde  $\gamma_c = 1,5$ , é um

coeficiente de minoração da resistência do concreto;

$\sigma_n$  : tensão normal à interface devida à ação de forças aplicadas externamente, que age simultaneamente com a força cortante, com valor positivo para compressão, tal que  $\sigma_n < 0,6 f_{ctd}$ , e com valor negativo para tração. Quando  $\sigma_n$  é de tração, a parcela  $c f_{ctd}$  deve ser tomada igual a zero;

$\alpha$  : é o ângulo entre a armadura e a interface ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ );

Na ausência de informação mais detalhada, as superfícies podem ser classificadas como muito lisas (superfícies moldadas contra aço, plástico ou formas de madeira), lisas (superfícies formadas com formas deslizantes ou por extrusão, ou sem tratamentos adicionais depois da vibração), rugosas (rugosidade de pelo menos 3 mm de profundidade com aproximadamente 40 mm de espaçamento, com exposição dos agregados) e dentadas (superfícies com dentes) (Ver Tabela 2.14).

Sob a ação de cargas repetidas e dinâmicas, os valores de  $c$  da expressão 2.60 devem ser considerados igual à metade daqueles que constam na Tabela 2.14.

Tabela 2.14 - Valores de  $c$  e  $\mu$  segundo a EN 1992-1-1 (2004)

Tipo de superfície	$c$ (MPa)	$\mu$
Muito lisa	0,25	0,50
Lisa	0,35	0,60
Rugosa	0,45	0,70
Dentada	0,50	0,90

### 2.4.3.5 ACI 318M-05

Segundo a norma ACI 318M (2005), no item 17.5, tem-se:

$$\tau \leq \phi \tau_u \quad (2.61)$$

onde

$\phi$ : fator de redução da resistência, igual a 0,75.

Para superfícies de contato limpas, intencionalmente rugosas e sem armadura de costura ou com armadura transversal mínima, a ACI sugere que se adote para a resistência ao cisalhamento:

$$\tau_u \leq 0,55 \text{ MPa} \quad (2.62)$$

No caso de superfícies limpas, com rugosidade superior a 6 mm de profundidade e armadura de costura igual ou maior que a mínima, a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$\tau_u = (1,8 + 0,6 \rho_w f_y) \lambda \leq 3,5 \text{ MPa} \quad (2.63)$$

com  $\lambda = 1,0$  para concreto de massa específica normal;

$\lambda = 0,85$  para concreto leve tendo areia como agregado miúdo;

$\lambda = 0,75$  para concreto leve.

Quando a tensão solicitante é superior a  $3,5 \phi$  MPa, a resistência ao cisalhamento deve ser determinada por:

$$\tau_u = \rho_w f_y \mu \leq \begin{cases} 0,2 f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.64)$$

onde

$$f_y \leq 420 \text{ MPa}$$

$\mu = 1,4\lambda$  para concreto monolítico;

$\mu = 1,0\lambda$  para concreto colocado sobre concreto com superfície intencionalmente rugosa ( $\geq 6 \text{ mm}$ );

$\mu = 0,6\lambda$  para concreto colocado sobre concreto com superfície não intencionalmente rugosa;

$\mu = 0,7\lambda$  para concreto ligado a aço através de conectores;

Para os casos em que a armadura de costura é inclinada com relação ao plano de cisalhamento, a resistência é dada por:

$$\tau_u = \rho_w f_y (\mu \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) \quad (2.65)$$

A armadura de cisalhamento mínima de peças armadas e protendidas (item 11.5.6.3), quando a força de protensão não excede 40% da resistência à tração da armadura de flexão, é dada por:

$$A_{sw,\min} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq \frac{0,35 b_w s}{f_y} \quad (2.66)$$

onde

$b_w$  : largura da alma;

$s$  : espaçamento entre estribos.

Para peças protendidas com força de protensão superior a 40% da resistência à tração da armadura de flexão, a armadura de cisalhamento mínima não deve ser inferior à menor das áreas calculadas a partir das eq. (2.66) e (2.67):

$$A_{sw,\min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (2.67)$$

onde

$A_{ps}$  : área da seção transversal da armadura de protensão;

$f_{pu}$  : tensão de ruptura da armadura de protensão.

O espaçamento máximo entre armaduras de costura não deve ser superior a  $d/2$  em peças não protendidas e  $0,75h$  em peças protendidas, nem 600 mm.

Na determinação da resistência ao cisalhamento horizontal em elementos protendidos,  $d$  deve ser admitido como a altura útil definida ou  $0,8h$ , o que for maior.

## **2.5. Resumo das Expressões Propostas e Comparação entre os Procedimentos**

Com o propósito de resumir as diversas expressões propostas para determinação da resistência ao cisalhamento das ligações, as Tabelas 2.15 e 2.16 mostram, respectivamente, as equações dos pesquisadores e normas apresentadas neste Capítulo, para o caso de armadura de costura perpendicular ao eixo da viga ( $\alpha = 90^0$ ).

Tabela 2.15 - Resumo das expressões propostas por pesquisadores para determinação da resistência ao cisalhamento das ligações  
(Continua)

<i>Pesquisadores</i>	<i>Resistência ao cisalhamento</i> $\tau_u$ (MPa)	<i>Notas</i>
Birkeland e Birkeland (1966)	$\tau_u = \mu \rho_w f_y \leq 5,5 \text{ MPa}$ sendo $\mu$ igual a: 1,7 para concreto monolítico; 1,4 para superfícies artificialmente rugosas; 0,8 a 1,0 para superfícies lisas e conexões concreto-aço.	Tendo por base os resultados de ensaios disponíveis, Birkeland e Birkeland (1966) sugeriram os seguintes limites: $f_y \leq 414 \text{ MPa}$ $\rho_w \leq 0,015$ $\tau_u \leq 5,5 \text{ MPa}$ $f_c \geq 27 \text{ MPa}$ Diâmetro máximo das barras da armadura: 9,5 mm
Mast (1968)	$\tau_u = \mu \rho_w f_y \leq 5,5 \text{ MPa}$ sendo $\mu$ igual a: 1,4 para concreto-concreto, interface rugosa; 1,0 para concreto-aço, vigas compostas; 0,7 para concreto-aço, conectores soldados; 0,7 para concreto-concreto, interface lisa.	Deve-se levar em conta que: a) A armadura transversal à interface deve estar devidamente ancorada em ambos os lados da superfície de ligação, de forma que possa atingir a resistência de escoamento; b) A resistência ao cisalhamento é definida para carregamento estático, no estado limite ultimo; c) O valor do coeficiente de atrito usado é “aparente”, maior que o verdadeiro usado para material não fissurado, e, como é independente da resistência do concreto e do nível de tensão, deve-se adotar $\rho_w f_y \leq 0,15 f_c$ ;

Tabela 2.15 - Resumo das expressões propostas por pesquisadores para determinação da resistência ao cisalhamento das ligações  
(Continua)

<i>Pesquisadores</i>	<i>Resistência ao cisalhamento</i> $\tau_u$ (MPa)	<i>Notas</i>															
Mattock e Hawkins (1972)	$\tau_u = 1,38 + 0,8(\rho_w f_y + \sigma_n)$ sendo $\tau_u \leq 0,3f_c$ ou 10,3 MPa (o menor valor) e $(\rho_w f_y + \sigma_n) \geq 1,38$ MPa.																
Mattock e Chow (1975)	$\tau_u = 2,8 + 0,8(\rho_w \cdot f_y + \sigma_n) \leq 0,3f_c$																
Mattock (1976)	$\tau_u = 0,467f_c^{0,545} + 0,8(\rho_w f_y + \sigma_n) \leq 0,3f_c$																
Shaikh (1978)	$\tau_u = \lambda \sqrt{6,9\phi \rho_w f_y \mu}$ onde: $\phi$ é o coeficiente de minoração da resistência, igual a 0,85.	<p><math>\lambda</math>: igual a 1,0 para concreto convencional; 0,85 para concreto com agregado graúdo leve; 0,75 para concreto leve;</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th><i>Característica da ligação</i></th> <th><math>\mu</math></th> <th><math>\tau_{u,\text{lim}}</math> (MPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Concreto monolítico</td> <td>1,40</td> <td><math>0,3f_c \leq 8,3</math></td> </tr> <tr> <td>Concreto-concreto, interface rugosa</td> <td>1,00</td> <td><math>0,25f_c \leq 6,9</math></td> </tr> <tr> <td>Concreto-concreto, interface lisa</td> <td>0,40</td> <td><math>0,15f_c \leq 4,1</math></td> </tr> <tr> <td>Concreto-aço</td> <td>0,60</td> <td><math>0,2f_c \leq 5,5</math></td> </tr> </tbody> </table>	<i>Característica da ligação</i>	$\mu$	$\tau_{u,\text{lim}}$ (MPa)	Concreto monolítico	1,40	$0,3f_c \leq 8,3$	Concreto-concreto, interface rugosa	1,00	$0,25f_c \leq 6,9$	Concreto-concreto, interface lisa	0,40	$0,15f_c \leq 4,1$	Concreto-aço	0,60	$0,2f_c \leq 5,5$
<i>Característica da ligação</i>	$\mu$	$\tau_{u,\text{lim}}$ (MPa)															
Concreto monolítico	1,40	$0,3f_c \leq 8,3$															
Concreto-concreto, interface rugosa	1,00	$0,25f_c \leq 6,9$															
Concreto-concreto, interface lisa	0,40	$0,15f_c \leq 4,1$															
Concreto-aço	0,60	$0,2f_c \leq 5,5$															

Tabela 2.15 - Resumo das expressões propostas por pesquisadores para determinação da resistência ao cisalhamento das ligações  
(Continuação)

<i>Pesquisadores</i>	<i>Resistência ao cisalhamento</i> $\tau_u$ (MPa)	<i>Notas</i>
Walraven, Frénay e Puijssers (1987)	$\tau_u = C_1 (\rho_w f_y)^{C_2}$ onde $C_1 = 0,822 (0,85 f_c)^{0,406}$ $C_2 = 0,159 (0,85 f_c)^{0,303}$	
Loov e Patnaik (1994)	$\tau_u = k \lambda \sqrt{(0,1 + \rho_w f_y) f_c} \leq 0,25 f_c$	<p><math>k</math>: igual a 0,5 para vigas compostas e 0,6 para vigas monolíticas;  <math>\lambda</math>: igual a 1,0 para concreto de massa específica convencional e 0,75 para concreto leve.</p> <p>Equação proposta a partir dos resultados de ensaios à flexão de 16 vigas compostas com seção transversal T.</p>

Todas as equações são para os casos em que os estribos são perpendiculares à ligação.

Tabela 2.16 - Resumo das expressões propostas por normas para determinação da resistência ao cisalhamento das ligações  
(Continua)

<i>Normas</i>	<i>Resistência ao cisalhamento</i> $\tau_u$ (MPa)	<i>Notas</i>															
CEB-FIP MC90 (1993)	$\tau_u = \beta f_{ct} + \mu(\rho_w f_y + \sigma_n) < 0,25 f_c$ <p>onde: <math>f_{ctd} = \frac{0,3 f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}</math></p>	<table border="1" data-bbox="1129 495 1787 621"> <thead> <tr> <th></th> <th>Superfície Categoria 1</th> <th>Superfície Categoria 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\beta</math></td> <td>0,20*</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td><math>\mu</math></td> <td>0,60</td> <td>0,90</td> </tr> </tbody> </table> <p>* Para superfícies muito lisas I e II, é recomendável usar <math>\beta = 0,1</math></p>		Superfície Categoria 1	Superfície Categoria 2	$\beta$	0,20*	0,40	$\mu$	0,60	0,90						
	Superfície Categoria 1	Superfície Categoria 2															
$\beta$	0,20*	0,40															
$\mu$	0,60	0,90															
CSA A23.3-04 (2004)	$\tau_u = \lambda \phi_c [c + \mu(\rho_w f_y + \sigma_n)] \leq 0,25 \phi_c f_c$ <p>Quando a estrutura é monolítica ou a interface é limpa e áspera, com rugosidade superior a 5 mm, pode-se adotar:</p> $\tau_u = \lambda \phi_c K \sqrt{(\rho_w f_y + \sigma_n) f_c}$	<p><math>k</math> é igual a 0,6 para concreto monolítico ou 0,5 para elementos compostos; <math>\lambda</math> é igual a 1,0 para concreto de massa específica convencional e 0,75 para concreto leve; <math>\phi_c</math> é o fator de minoração da resistência do concreto, igual a 0,65; <math>\phi_s</math> é o fator de minoração da resistência do aço, igual a 0,85 para barras e 0,90 para cordoalhas ou cabos.</p> <table border="1" data-bbox="1220 979 1692 1138"> <thead> <tr> <th><i>Tipo de superfície</i></th> <th><math>c</math></th> <th><math>\mu</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Concreto monolítico</td> <td>1,00</td> <td>1,40</td> </tr> <tr> <td>Limpa, rugosidade &gt; 5 mm</td> <td>0,50</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Limpa, não intencion. rugosa</td> <td>0,25</td> <td>0,60</td> </tr> <tr> <td>Concreto-aço</td> <td>0</td> <td>0,60</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Tipo de superfície</i>	$c$	$\mu$	Concreto monolítico	1,00	1,40	Limpa, rugosidade > 5 mm	0,50	1,00	Limpa, não intencion. rugosa	0,25	0,60	Concreto-aço	0	0,60
<i>Tipo de superfície</i>	$c$	$\mu$															
Concreto monolítico	1,00	1,40															
Limpa, rugosidade > 5 mm	0,50	1,00															
Limpa, não intencion. rugosa	0,25	0,60															
Concreto-aço	0	0,60															

Tabela 2.16 - Resumo das expressões propostas por normas para determinação da resistência ao cisalhamento das ligações  
(Continua)

<i>Normas</i>	<i>Resistência ao cisalhamento</i> $\tau_u$ (MPa)	<i>Notas</i>																																				
NS 3473-04 (2004)	$\tau_u = \tau_{cd} + \mu(\rho_w f_{yd} + \sigma_n) \leq 0,3 f_{cd}$ <p>Em interfaces rugosas: <math>\begin{cases} \tau_{cd} = 0 \text{ e } \mu = 1,5 \text{ ou} \\ \tau_{cd} = 0,6 f_{ctd} \text{ e } \mu = 0,8 \end{cases}</math></p> <p>Em interfaces lisas: <math>\tau_c = 0 \text{ e } \mu = 0,7</math></p>	<table border="1"> <tr> <td><math>f_{ck}</math> (MPa)</td> <td>12</td> <td>20</td> <td>25</td> <td>30</td> <td>35</td> <td>45</td> <td>55</td> <td>65</td> <td>75</td> <td>85</td> <td>95</td> </tr> <tr> <td><math>f_{ct}</math> (MPa)</td> <td>1,25</td> <td>2,10</td> <td>2,35</td> <td>2,65</td> <td>2,90</td> <td>3,35</td> <td>3,70</td> <td>4,05</td> <td>4,40</td> <td>4,70</td> <td>5,00</td> </tr> <tr> <td><math>f_{ctd}</math> (MPa)</td> <td>0,90</td> <td>1,40</td> <td>1,60</td> <td>1,80</td> <td>2,00</td> <td>2,30</td> <td>2,55</td> <td>2,65</td> <td>2,70</td> <td>2,70</td> <td>2,70</td> </tr> </table>	$f_{ck}$ (MPa)	12	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95	$f_{ct}$ (MPa)	1,25	2,10	2,35	2,65	2,90	3,35	3,70	4,05	4,40	4,70	5,00	$f_{ctd}$ (MPa)	0,90	1,40	1,60	1,80	2,00	2,30	2,55	2,65	2,70	2,70	2,70
$f_{ck}$ (MPa)	12	20	25	30	35	45	55	65	75	85	95																											
$f_{ct}$ (MPa)	1,25	2,10	2,35	2,65	2,90	3,35	3,70	4,05	4,40	4,70	5,00																											
$f_{ctd}$ (MPa)	0,90	1,40	1,60	1,80	2,00	2,30	2,55	2,65	2,70	2,70	2,70																											
EN 1992-1-1 2004	$\tau_u = c f_{ctd} + \mu(\sigma_n + \rho_w f_{yd}) \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}$ <p>onde: <math>f_{ctd} = \frac{0,21 f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}</math></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th><i>Tipo de superfície</i></th> <th><i>c</i></th> <th><i>μ</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Muito lisa</td> <td>0,25</td> <td>0,50</td> </tr> <tr> <td>Lisa</td> <td>0,35</td> <td>0,60</td> </tr> <tr> <td>Rugosa</td> <td>0,45</td> <td>0,70</td> </tr> <tr> <td>Dentada</td> <td>0,50</td> <td>0,90</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Tipo de superfície</i>	<i>c</i>	<i>μ</i>	Muito lisa	0,25	0,50	Lisa	0,35	0,60	Rugosa	0,45	0,70	Dentada	0,50	0,90																					
<i>Tipo de superfície</i>	<i>c</i>	<i>μ</i>																																				
Muito lisa	0,25	0,50																																				
Lisa	0,35	0,60																																				
Rugosa	0,45	0,70																																				
Dentada	0,50	0,90																																				

Tabela 2.16 – Resumo das expressões propostas por normas para determinação da resistência ao cisalhamento das ligações  
(Continuação)

<i>Normas</i>	<i>Resistência ao cisalhamento</i> $\tau_u$ (MPa)	<i>Notas</i>
ACI 318M-05 (2005)	<p><math>\tau_u \leq 0,55 \text{ MPa}</math> - superfícies limpas, intencionalmente rugosas e sem armadura de costura, ou superfícies limpas, não intencionalmente rugosas e com armadura transversal mínima.</p> <p><math>\tau_u = (1,8 + 0,6 \rho_w f_y) \lambda \leq 3,5 \text{ MPa}</math> - superfícies limpas, com rugosidade superior a 6 mm de profundidade e armadura de costura igual ou superior à mínima.</p> <p>Quando a tensão solicitante é superior a <math>3,5 \phi</math> MPa:</p> $\tau_u = \rho_w f_y \mu \leq \begin{cases} 0,2 f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{cases}$ <p>onde <math>\mu</math> é igual a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>1,4 \lambda</math> para concreto monolítico;</li> <li><math>1,0 \lambda</math> para concreto sobre concreto com superfície intencionalmente rugosa;</li> <li><math>0,6 \lambda</math> para concreto sobre concreto com superfície não intencionalmente rugosa;</li> <li><math>0,7 \lambda</math> para concreto sobre aço;</li> </ul>	<p><math>\lambda</math> é o fator que depende do concreto, igual a 1,0 para concreto convencional.</p> <p>A área da armadura de cisalhamento mínima de peças armadas e protendidas, quando a força de protensão não excede 40% da resistência à tração da armadura de flexão é dada por:</p> $A_{sw,min} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq \frac{0,35 b_w s}{f_y}$ <p><math>s</math> é o espaçamento entre estribos;</p> <p><math>f_y \leq 420 \text{ MPa}</math></p> <p>Para peças protendidas com força de protensão superior a 40% da resistência à tração da armadura de flexão, a armadura de cisalhamento mínima é dada por:</p> $A_{sw,min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ <p><math>A_{ps}</math> : área da seção transversal da armadura de protensão;</p> <p><math>f_{pu}</math> : tensão de ruptura da armadura de protensão; <math>d</math> é a altura útil.</p>

Todas as equações são para os casos em que os estribos são perpendiculares à ligação.

## 2.6. Considerações Finais

Os estudos realizados desde a década de 60 mostraram que os principais fatores que afetam a resistência ao cisalhamento horizontal são o tipo da ligação, a taxa e características do aço da armadura transversal à interface, a resistência do concreto e o tipo de carregamento.

Em diferentes publicações, diferentes definições de tipo de superfície de ligação são apresentadas.

Em geral, as expressões de fácil aplicação prática para avaliação da resistência ao cortante horizontal originaram-se da teoria atrito-cisalhamento de Birkeland e Birkeland (1966) e Mast (1968), do critério de ruptura Mohr-Coulomb e de ajustes a resultados experimentais. Exemplos de exceções são as expressões propostas por Walraven, Fréney e Pruijssers (1987) e Loov e Patnaik (1994).

Nas Tabelas 2.15 e 2.16 são reunidas as expressões propostas mencionadas em itens anteriores, para o caso de armadura perpendicular à ligação.

Naquelas que é considerada uma parcela referente à coesão do concreto e outra referente ao atrito, diferentes valores são considerados para coesão do concreto, coeficiente de atrito e limites máximos de tensão de cisalhamento.

Entre todas as formulações propostas, as de Mattock e Hawkins (1972), Mattock e Chow (1975) e Mattock (2001), bem como as das recomendações CEB-FIP MC90, CSA A23.3-04 (para superfícies rugosas), NS 3473-04 (para superfícies rugosas) e EN 1992-1-1(2004) (para superfícies lisas e rugosas) consideram a parcela da coesão do concreto no cálculo da resistência ao cisalhamento da ligação. Em alguns casos, essa parcela depende da resistência do concreto e em outros não.

O valor do coeficiente de atrito assumido depende do tipo de superfície de ligação e, para um mesmo tipo, diferentes valores são propostos. Para o caso de ligação rugosa, por exemplo, valores entre 1,0 e 1,5 são indicados.

Os limites superiores estabelecidos para  $\tau_u$  que dependem da resistência à compressão do concreto variam entre cerca de 0,2 e 0,3 vezes essa resistência.

Diferenças consideráveis existem também nas taxas de armadura mínima indicadas em normas.

## **3. Programa Experimental**

### **3.1. Introdução**

O estudo experimental deste trabalho objetivou investigar a resistência ao cisalhamento de ligações de concretos de diferentes idades tendo chumbadores de expansão como armadura transversal.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto, com carregamento crescente e em etapas, em espécimes onde as variáveis foram a quantidade e diâmetro dos chumbadores na superfície de ligação entre os concretos de diferentes idades, o tipo (lisa não aderente ou rugosa aderente) e o comprimento dessa superfície.

Todos os espécimes foram confeccionados e ensaiados no Laboratório de Estruturas da COPPE (LABEST).

### **3.2. Espécimes**

Os 12 espécimes ensaiados eram formados por três elementos de seção transversal quadrada, que foram moldados em duas etapas. Primeiramente, os elementos que seriam os laterais dos espécimes, foram moldados isoladamente. Após sete dias, esses elementos foram desmoldados. Três dias depois, os que fariam parte dos espécimes que teriam superfície de ligação com o elemento central, a ser concretado posteriormente, rugosa tiveram a região dessa superfície escarificada. Nos demais, essa superfície, na face que tinha ficado em contato com a fôrma plastificada, foi mantida lisa. A seguir, foram fixados os chumbadores e concretado o elemento que ligaria dois dos já concretados. Cada espécime era, portanto, formado por dois elementos laterais de concreto com idade menor que a do concreto do elemento central.

Todos os elementos tinham armadura longitudinal e estribos. Os detalhes das armaduras e dimensões dos espécimes são mostrados nas Figuras 3.1 a 3.3.

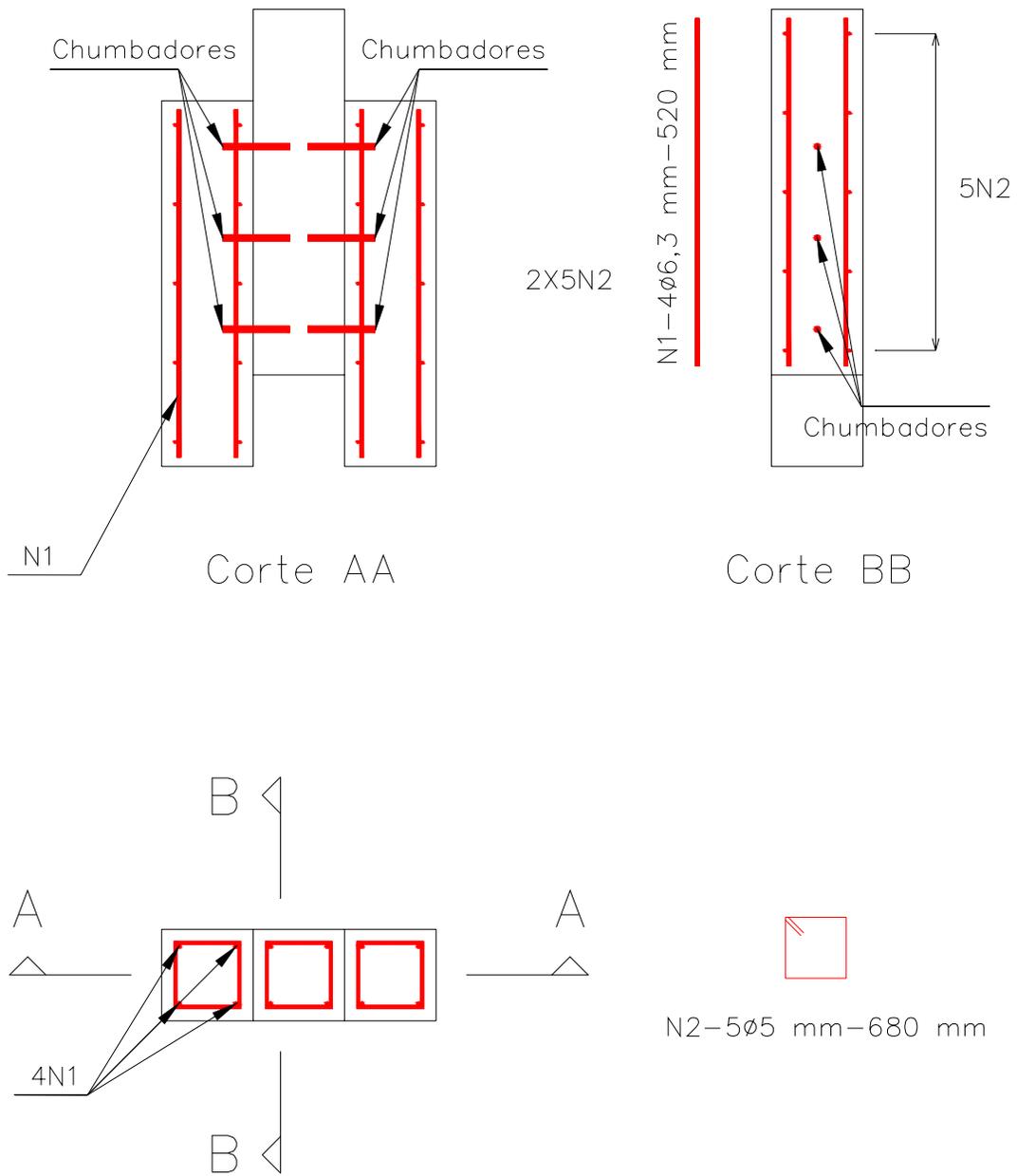


Figura 3.1 - Armadura dos espécimes com elementos de 600 mm de comprimento e seção transversal quadrada com 150 mm de lado.

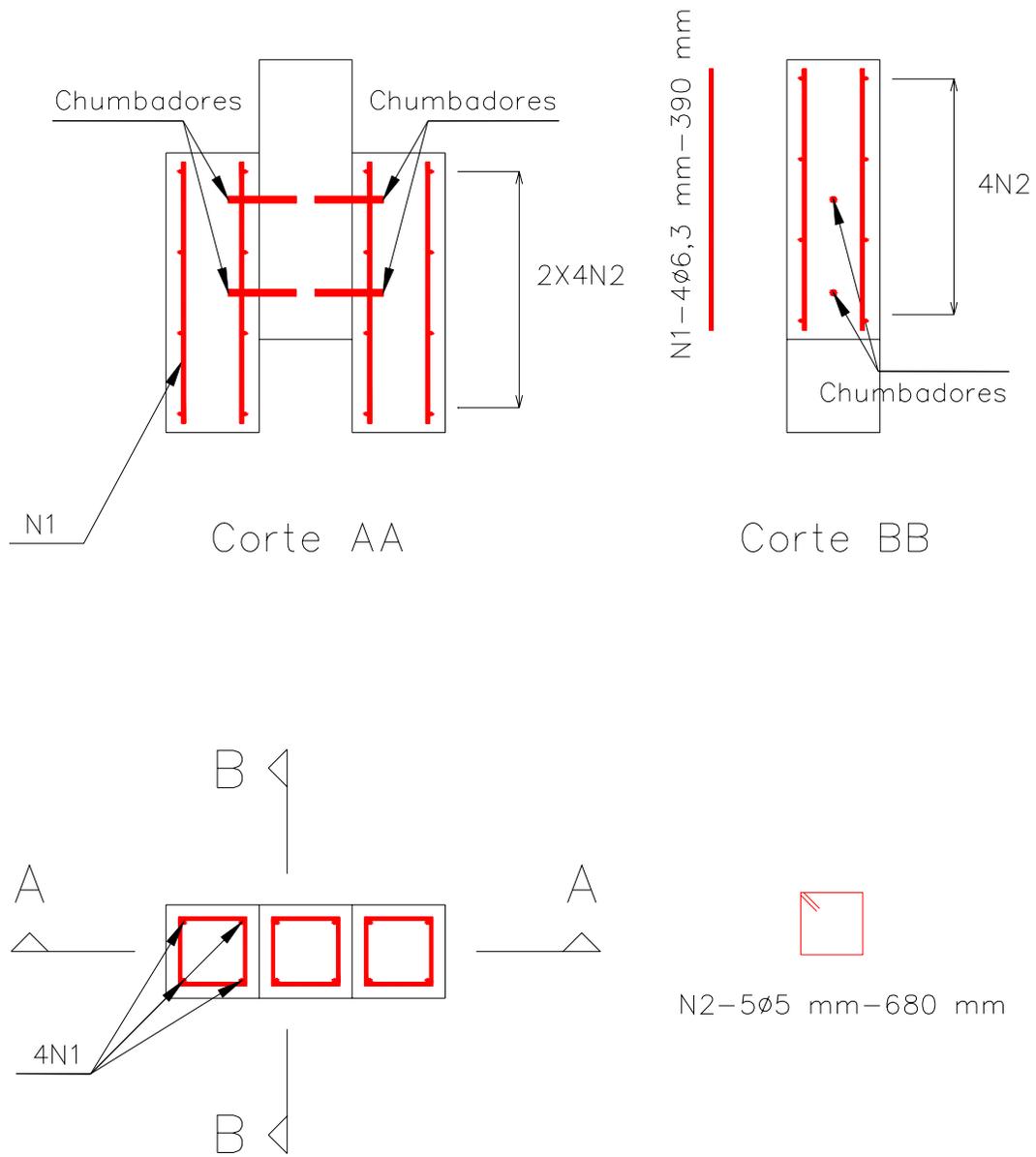


Figura 3.2 - Armadura dos espécimes com elementos de 450 mm de comprimento e seção transversal quadrada com 150 mm de lado.

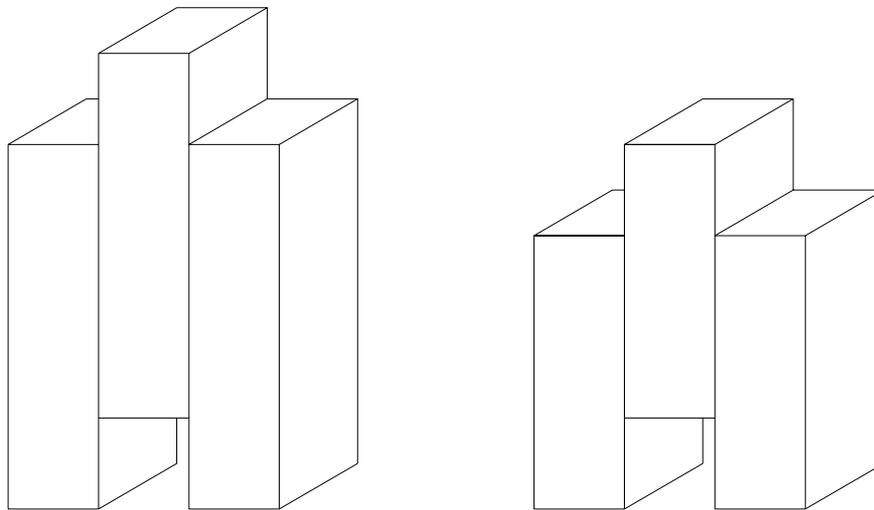
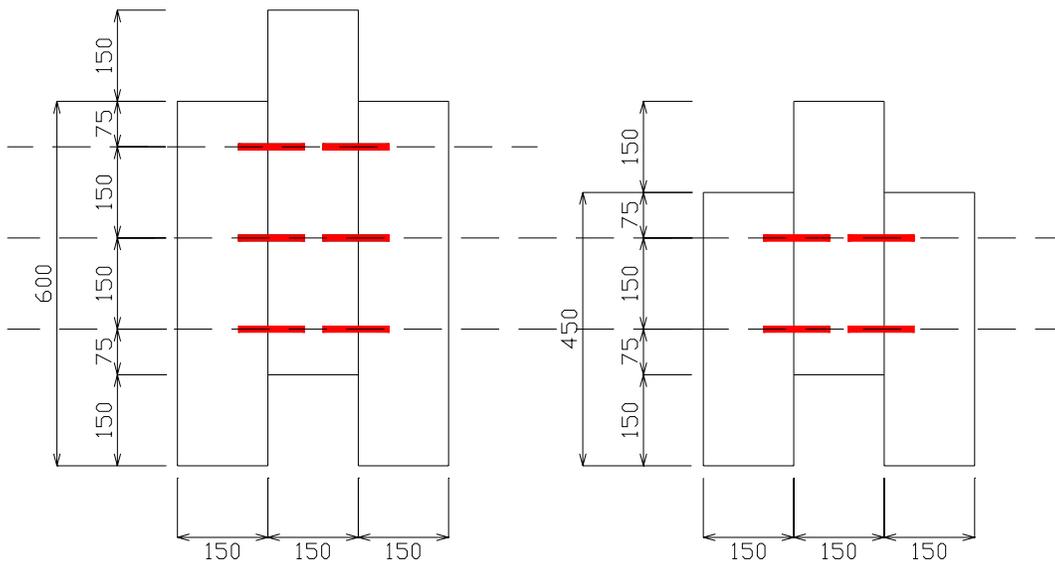


Figura 3.3 - Tipos dos espécimes (dimensões em mm).

Seis dos espécimes eram constituídos de elementos de seção quadrada de 150 mm de lado e 600 mm de comprimento e 3 chumbadores ao longo de cada superfície de ligação entre concretos de diferentes idades. Os outros seis tinham elementos de seção quadrada de 150 mm de lado e 450 mm de comprimento, e 2 chumbadores ao longo de cada uma das superfícies de ligação entre concretos de diferentes idades. A adoção de diferentes comprimentos objetivou a manutenção, em todos os espécimes, da distância dos chumbadores às extremidades da superfície de ligação entre elementos de diferentes idades (75 mm) e da distância entre chumbadores (150 mm).

A denominação dos espécimes (E) indicam o seu número, o tipo de superfície de cisalhamento (L = lisa não aderente; R = rugosa aderente), o diâmetro aproximado dos chumbadores (8, 10 ou 12 mm) e o número de chumbadores em cada superfície de cisalhamento (2 ou 3).

Os comprimentos dos elementos dos espécimes e das superfícies de ligação entre elementos são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Denominação e comprimentos dos elementos e das superfícies de ligação entre elementos.

Espécimes	Comprimento dos elementos (mm)	Comprimento da superfície de ligação entre elementos (mm)
E1L 8-2	450	300
E2L 10-2	450	
E3L 12-2	450	
E4R 8-2	450	
E5R 10-2	450	
E6R 12-2	450	
E7L 8-3	600	450
E8L 10-3	600	
E9L 12-3	600	
E10R 8-3	600	
E11R 10-3	600	
E12R 12-3	600	

Dos seis espécimes com elementos de 600 mm e 450 mm de comprimento, três tiveram superfícies de ligação entre concretos de diferentes idades lisas não aderentes e três tiveram superfícies de ligação rugosas aderentes.

Antes da concretagem do elemento central dos espécimes que ficariam com a superfície de ligação entre elementos lisa, para tornar essa superfície sem aderência, foi colocado filme plástico nas regiões dos outros dois elementos que seriam a ele ligados. Nos espécimes que teriam superfície de ligação rugosa, essas regiões foram escarificadas usando martelo EHB 10/220 da WACKER, como mostrado na Figura 3.4, de maneira a deixar o agregado graúdo exposto. Nesses espécimes, imediatamente antes da concretagem do elemento central, as superfícies dos elementos laterais que ficariam em contato com o central foram umedecidas.



Figura 3.4 - Escarificação na superfície de um dos elementos laterais dos espécimes.

Nos ensaios aplicou-se sobre o elemento central, na direção longitudinal, uma carga  $P$  (Figura 3.5), tendo-se tensão de cisalhamento média nas ligações desse elemento com os demais  $\tau = P/A_c$ , onde  $A_c$  é a área das duas superfícies de ligação.

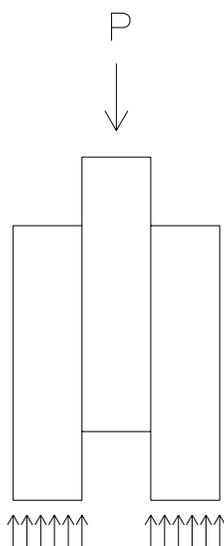


Figura 3.5 - Carregamento aplicado no espécime.

### 3.3. Materiais Utilizados

#### 3.3.1. Concreto

O concreto utilizado na confecção dos elementos dos espécimes possuía traço em massa de 1:2,71:3,58 (cimento:areia:agregado graúdo) e relação água-cimento de 0,6. O abatimento do tronco de cone medido foi da ordem de  $70 \pm 10$  mm.

Na Tabela 3.2 tem-se a quantidade dos materiais usados por metro cúbico de concreto.

Tabela 3.2 - Composição por metro cúbico de concreto.

Elementos laterais		Elementos centrais	
Cimento CPV-ARI	300 kg	Cimento CPV-ARI	300 kg
Brita 1 (19 mm)	1074 kg	Brita 0 (9,5 mm)	1074 kg
Areia	814 kg	Areia	814 kg
Água	180 l	Água	180 l

Utilizaram-se cimento CPV-ARI, areia natural e agregado graúdo de gnaiss britado com dimensão máxima de 19 mm, no concreto dos elementos laterais, ou 9,5 mm, no dos elementos centrais. A utilização de agregado graúdo de menor dimensão máxima no concreto do elemento central visou minimizar as dificuldades nas operações

de lançamento e vibração do concreto que podem surgir em situações práticas em que a parte moldada posteriormente tem dimensões pequenas (caso de reforço, por exemplo).

O concreto usado para confeccionar os elementos dos elementos foi preparado no Laboratório de Estruturas da COPPE (LABEST).

### **3.3.2. Aço**

Nos elementos, utilizaram-se barras de aço CA-50 com diâmetro de 6,3 mm para a armadura longitudinal e barras de aço CA-60 com diâmetro 5 mm para os estribos. Essas armaduras visaram manter a integridade dos elementos durante o manuseio e ensaio.

### **3.3.3. Chumbadores**

Como armadura transversal na região de ligação do elemento central com os laterais, foram usados chumbadores de expansão com parafusos cônicos da Âncora Sistemas de Fixação (Ver Figuras 3.6 e 3.7), cujas características estão na Tabela 3.3.

Eles foram posicionados de maneira a ficarem a 75 mm das extremidades da superfície de ligação dos elementos e distando 150 mm entre si.

A profundidade dos furos no concreto dos elementos laterais para colocação dos chumbadores foi de cerca de 51 mm em todos os espécimes (aproximadamente metade do comprimento dos chumbadores).

A fixação desses chumbadores é realizada por expansão de uma das extremidades do chumbador, provocada pelo aperto do parafuso. Segundo o fabricante, para se obter 100% da capacidade da carga especificada, a distância mínima entre os chumbadores deve ser igual a 10 vezes o diâmetro do chumbador e deve obedecer a profundidade mínima indicada na Tabela 3.3. A distância mínima do chumbador até a borda do concreto deve ser igual a 5 vezes o diâmetro do furo para sua instalação.

Em geral, os pontos de fixação dos chumbadores obedeceram às recomendações acima mencionadas. Nos 4 espécimes com chumbadores de maior diâmetro, a distância às extremidades da superfície de ligação ficou 4,5 mm menor que a indicada pelo fabricante.

Tabela 3.3 - Dados dos chumbadores  
(Fornecidos pelo fabricante Âncora Sistemas de Fixação).

Código	Diâmetro da rosca (mm)	Diâmetro do furo (mm)	Comprimento do pino (mm)	Profundidade mínima do furo (mm)	Carga de arrancamento do concreto ( $f_c = 30\text{MPa}$ ) (kN)	Carga de resistência ao cisalhamento no parafuso (kN)
A56105	7,94	9,53	105	32	16,3	8,37
A38110	9,53	12,7	110	38	27,2	12,37
A12120	12,7	15,9	120	51	30,2	21,99



Figura 3.6 - Componentes dos chumbadores: (a) parafuso cônico; (b) jaqueta expansiva; (c) prolongador; (d) arruela; (e) porca.

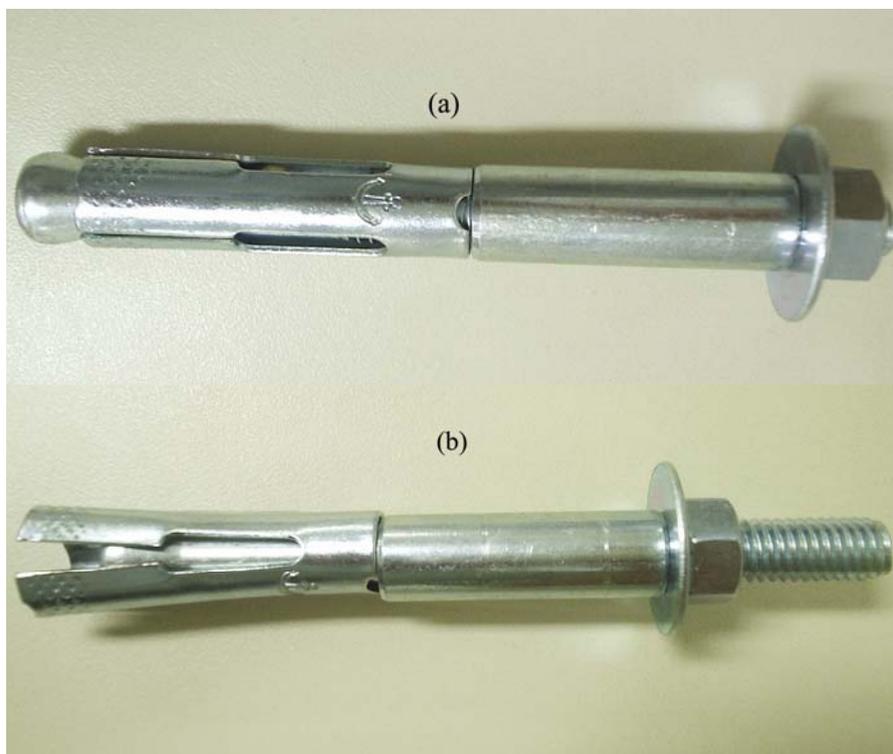


Figura 3.7 - Funcionamento dos chumbadores: (a) sem expansão; (b) sob pressão com expansão da jaqueta.

#### 3.3.4. Fôrmas

Para a moldagem dos elementos que formaram os espécimes, foram confeccionadas fôrmas de compensado de 20 mm de espessura com superfícies plastificadas.

Na Figura 3.8 são apresentadas as dimensões das fôrmas usadas para a concretagem dos elementos laterais dos espécimes e na Figura 3.9 é mostrada vista geral dessas fôrmas, já com as armaduras e espaçadores usados para garantir o cobrimento.

Foram colocados tubos de plástico em cada elemento, para facilitar o seu transporte e manuseio.

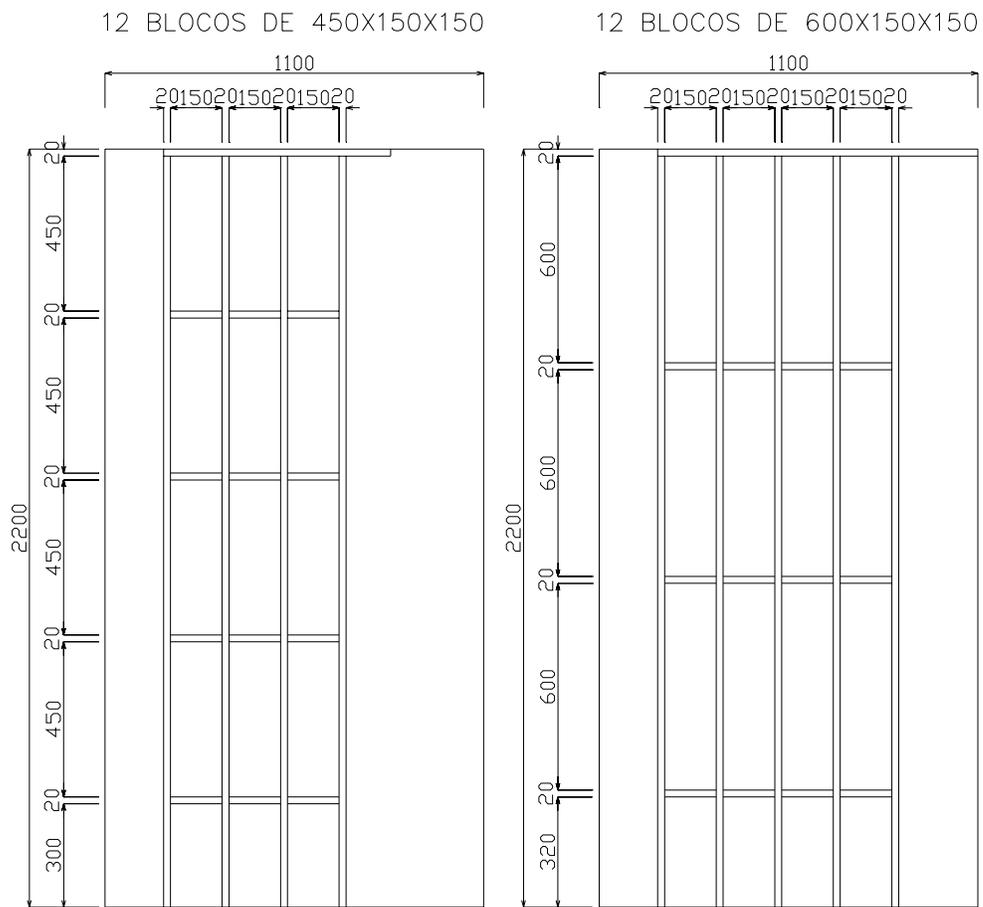


Figura 3.8 - Dimensões das fôrmas (mm) usadas para a concretagem dos elementos laterais dos espécimes.



Figura 3.9 - Vista geral das fôrmas usadas para a concretagem dos elementos laterais dos espécimes.

### 3.4. Concretagem

O concreto foi misturado mecanicamente em uma betoneira de capacidade de 560 litros do Laboratório de Estruturas da COPPE (Figura 3.10) e foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm com concretos das diferentes

betonadas, conforme os procedimentos estabelecidos pela norma NBR-5738 (ABNT, 2003). Nos dois dias de concretagem, houve uma betonada para os elementos maiores e outra para os elementos menores.



Figura 3.10 – Betoneira utilizada.

O lançamento do concreto foi realizado de forma manual e a vibração foi feita com vibrador de imersão de 25 mm de diâmetro (Figuras 3.11 e 3.12).

Inicialmente, houve a concretagem dos 24 elementos laterais dos espécimes (dia 08-05-07). Depois de fixar os chumbadores nesses elementos (Figuras 3.13 e 3.14) e montar fôrmas entre o par desses elementos de cada espécime, foi feita a concretagem dos elementos centrais (dia 18-06-07).

Os corpos-de-prova cilíndricos foram desformados 24 horas após a concretagem e colocados na câmara úmida por 7 dias. A cura dos elementos dos espécimes foi realizada também por 7 dias, mantendo-se sua superfície livre umedecida.

Transcorrido o tempo de cura, os espécimes e os corpos-de-prova cilíndricos foram deixados sob as condições do ambiente do laboratório até a data do ensaio.



Figura 3.11 - Adensamento do concreto nos cilindros, com vibrador de imersão.



Figura 3.12 - Adensamento do concreto dos espécimes, com vibrador de imersão.



Figura 3.13 - Colocação dos chumbadores.



Figura 3.14 - Montagem das formas e armaduras para concretagem dos elementos centrais dos espécimes.

### 3.5. Instrumentação

Para obter o deslocamento relativo entre os elementos moldados em diferentes idades, utilizaram-se dois transdutores de deslocamento da marca Kyowa, com curso de 50 mm e constante de calibração de  $0,02 \text{ mm}/10^{-6}$  (Figura 3.15).

Cada transdutor registrou o deslizamento entre um elemento lateral e o elemento central, conforme Figura 3.16.

Os resultados das medições foram registrados utilizando-se sistema de aquisição automática de dados.



Figura 3.15 - Transdutores de deslocamento utilizados nos ensaios.

### 3.6. Metodologia de Ensaio

As datas dos ensaios dos espécimes estão na Tabela 3.4.

Antes da execução dos ensaios, as faces que receberiam o carregamento (F1) e apoiariam os espécimes (F2 e F3) foram niveladas com nata de cimento (Ver Figura 3.16).

Todos os espécimes foram submetidos a carregamento crescente e em etapas até a ruptura. Para isso, utilizaram-se dois macacos hidráulicos com capacidade de 500kN, ligados ao sistema de controle de carga e deslocamento MTS. Os macacos foram fixados em um pórtico metálico ancorado na laje de reação do Laboratório de Estruturas da COPPE.

Por vez, foram posicionados dois espécimes abaixo dos macacos, em cima dos blocos de apoio, mas a aplicação do carregamento e as medições em cada um foram executadas separadamente, um por vez. A Figura 3.17 mostra a posição dos espécimes no pórtico de ensaio.

Tabela 3.4 - Data de ensaio dos espécimes.

Data	Nº de ensaios	Espécimes ensaiados
02 – 08	4	E1L 8-2, E4R 8-2 E7L 8-3, E10R 8-3
08 – 08	8	E2L 10-2, E3L 12-2 E5R 10-2, E6R 12-2 E8L 10-3, E9L 12-3 E11R 10-3, E12R 12-3

Antes da execução dos ensaios, foi feita a conexão dos fios dos transdutores ao sistema de aquisição automática de dados.

No espécime E1L 8-2, a carga foi aplicada em incrementos de 5 kN, até a ruptura, e nos E2L 10-2 e E7L 8-3 em incrementos de 10 kN. Nos demais, a carga foi aplicada em incrementos de 20 kN. Nos espécimes com superfície rugosa, os incrementos foram de 20 kN, até uma carga de aproximadamente 50% da carga de ruptura prevista, após a qual os incrementos de carga passaram a ser de 10 kN, até ser atingida a carga última. Em cada etapa de carga, realizaram-se quatro medições de deslizamentos relativos. A duração de cada ensaio foi de aproximadamente trinta minutos.

O espécime E12R 12-3 foi submetido a dois ensaios. No primeiro, o macaco chegou a sua capacidade máxima sem que houvesse ruptura do espécime. Fez-se, então, um segundo ensaio, usando uma prensa AMSLER de 1000 kN de capacidade de carga. Nesse segundo ensaio, não foram medidos deslizamentos.

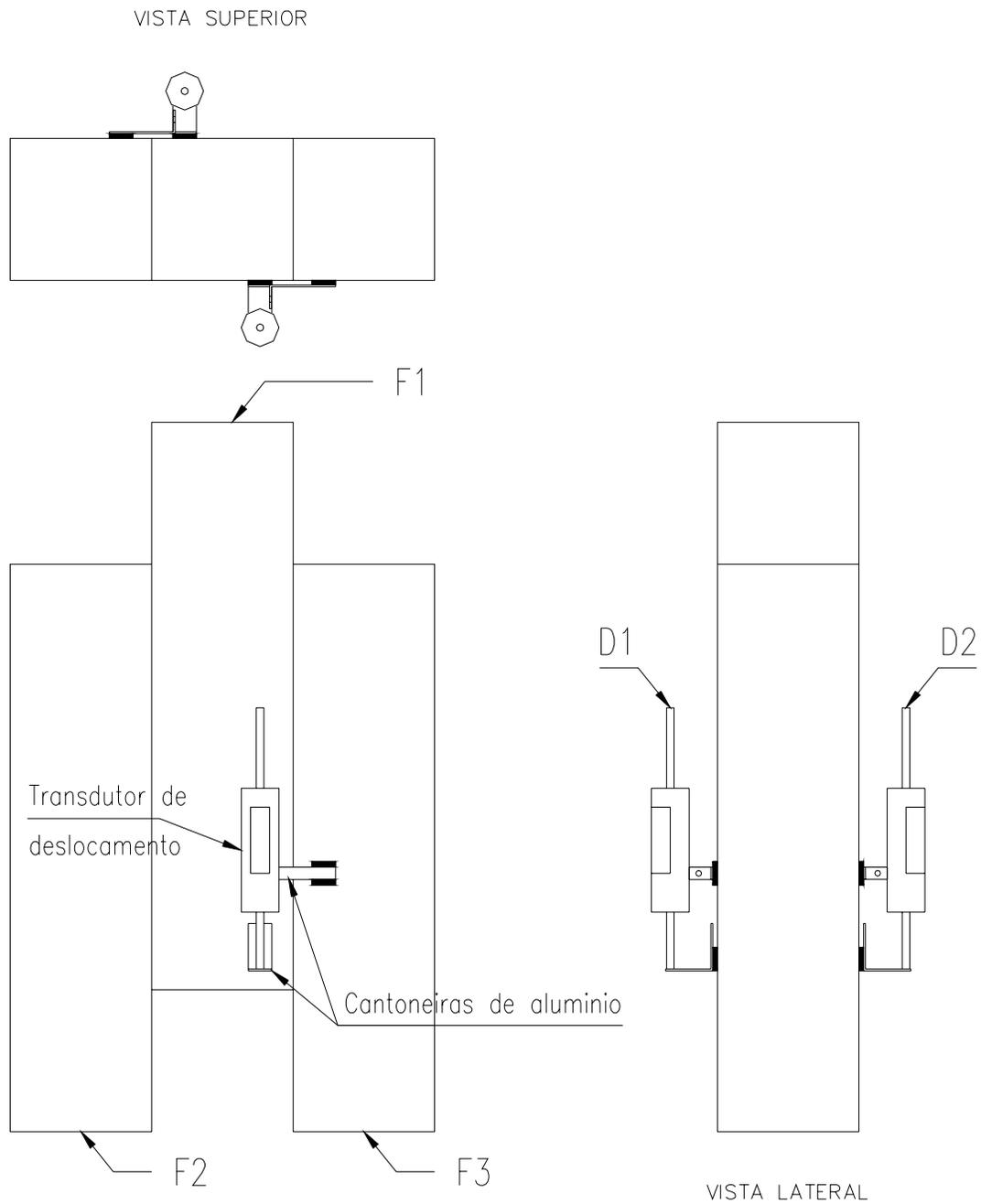
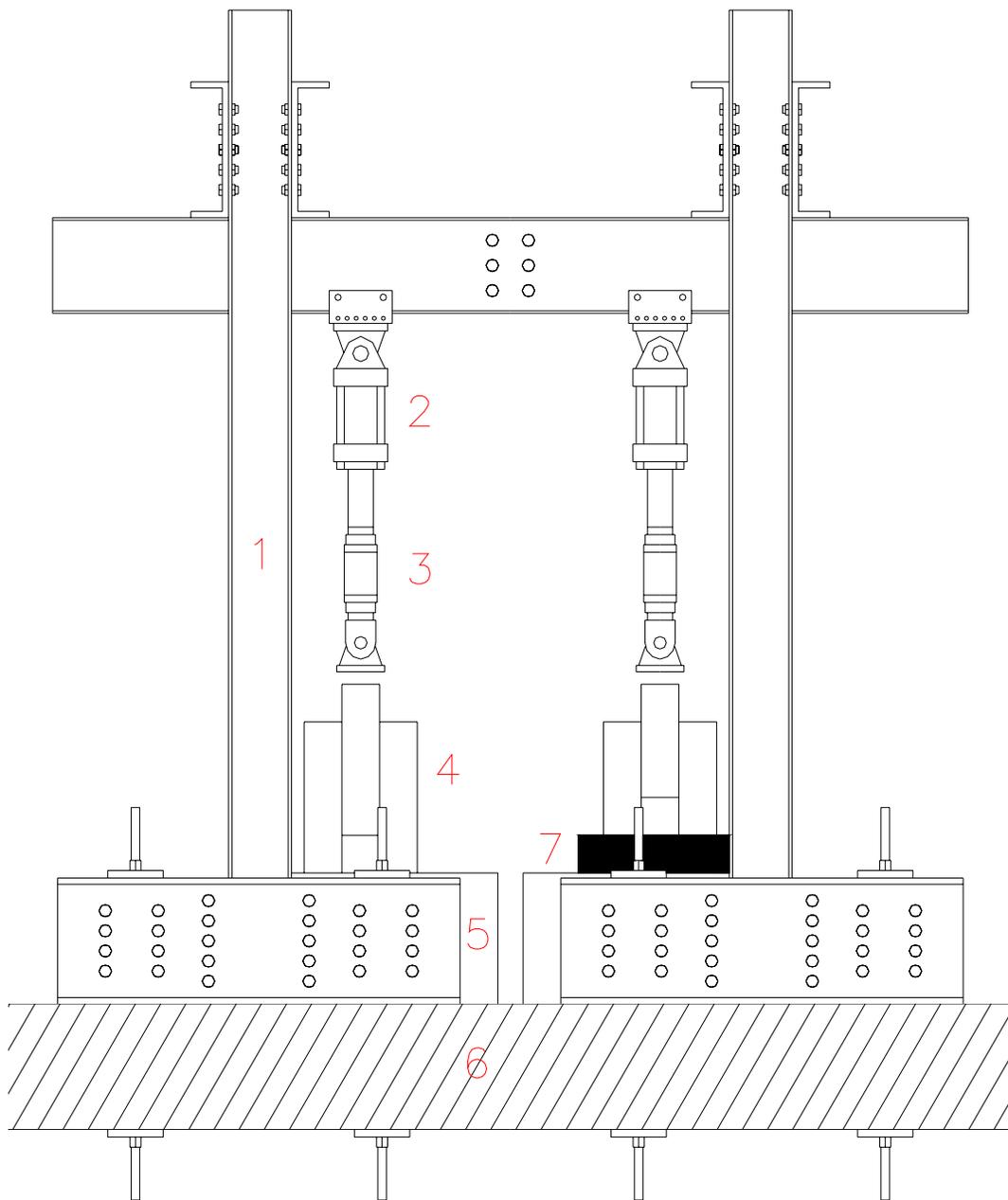


Figura 3.16 - Posição dos transdutores de deslocamento nos espécimes para medição dos deslocamentos relativos.



1 Pórtico metálico

2 Macaco hidráulico

3 Célula de carga

4 Espécime

5 Bloco de apoio

6 Placa de reação (Laje de concreto)

7 Base metálica de apoio

Figura 3.17 - Esquema dos ensaios dos espécimes.

## 4. Resultados e Análises

### 4.1. Introdução

Neste Capítulo primeiramente são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos do concreto que foi ensaiado à compressão axial e à compressão diametral.

Posteriormente, são apresentados, por meio de tabelas e gráficos, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto: carga de ruptura ( $P_u$ ), tensão cisalhante última ( $\tau_u$ ) e deslizamento relativo para cada estágio de carga.

Finalmente, a resistência ao cisalhamento dos modelos ensaiados é analisada em função do parâmetro  $\rho_w f_y$  e comparada com as obtidas por expressões sugeridas pelos pesquisadores e normas apresentadas no Capítulo 2.

### 4.2. Resistência à Compressão Axial e à Compressão Diametral do Concreto

Os ensaios de compressão axial e compressão diametral foram executados no Laboratório de Estruturas da COPPE (LABEST) em uma prensa AMSLER com capacidade de 1000 kN.

Na Tabela 4.1 estão apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos. O concreto dos elementos laterais possuía idade de cerca de 90 dias e o dos elementos centrais cerca de 50 dias.

A resistência média à compressão adotada para o concreto da ligação,  $f_c$ , foi de 30,4 MPa, que corresponde à média das resistências encontradas para os cilindros que representam o concreto dos elementos centrais, com resistência menor do que a dos elementos laterais.

Na Tabela 4.2 estão os resultados dos ensaios de compressão diametral dos corpos-de-prova cilíndricos.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão

$f_c$ (MPa)			
1º Betonada		2º Betonada	
Elementos laterais	Elementos centrais	Elementos laterais	Elementos centrais
30,3	31,4	29,4	31,4
30,4	27,6	36,4	28,0
30,0	28,0	37,6	30,0
29,5	28,3	36,2	29,3
34,0	35,1	31,1	28,5
29,4	28,0	37,3	28,6
39,4	35,7	34,0	28,1
29,3	27,0	34,1	28,0
		36,6	33,7
			32,1
			30,2
			29,5
			34,2
			31,7
			33,8
			32,7
Média (MPa)	31,5	30,1	34,8
Desvio Padrão (MPa)	3,53	3,51	2,88

Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de compressão diametral

$f_{ct}$ (MPa)			
1º Betonada		2º Betonada	
Elementos laterais	Elementos centrais	Elementos laterais	Elementos centrais
2,33	2,07	2,55	2,70
2,33	1,97	2,73	2,48
2,91	2,14	2,97	2,15
3,28	2,80	3,08	2,67
2,63	2,14	2,93	2,91
Média (MPa)	2,70	2,22	2,85
Desvio Padrão (MPa)	0,41	0,33	0,29

### 4.3. Deslizamento relativo nas ligações

Nas Figuras 4.1 a 4.12 são mostradas as curvas carga-deslocamento relativo entre as partes laterais e central de todos os modelos ensaiados.

Os valores dos deslizamentos nas várias etapas de carregamento são apresentados nas tabelas do apêndice A.

Note-se que no espécime E4R 8-2, que rompeu sob a carga de 122,9 kN, os transdutores de deslocamento foram desativados quando a carga era de 101,6 kN, devido a risco de dano a esses equipamentos. No espécime E12R 12-3, os deslizamentos só foram medidos até a carga de 401 kN, quando o equipamento de carregamento precisou ser mudado para houvesse a ruptura, que ocorreu com a carga de 483 kN. No espécime E11R 10-3, apenas um transdutor de deslocamento apresentou medições confiáveis.

Analisando os gráficos dos espécimes com superfície lisa e não aderente (ver Figuras 4.1 a 4.3 e 4.7 a 4.9), pode ser observado que esses espécimes apresentaram deslizamentos desde o início do seu carregamento e que, na ruptura, os deslizamentos tinham valores maiores que cerca de 2 mm. Por outro lado, os gráficos dos espécimes com superfície rugosa e aderente (Ver Figuras 4.4 a 4.6 e 4.10 a 4.12) mostram que algum deslizamento só ocorreu bem próximo da ruptura. Nas tabelas do apêndice A, pode-se verificar que, em geral, na ruptura, os deslizamentos medidos foram menores que 0,1 mm.

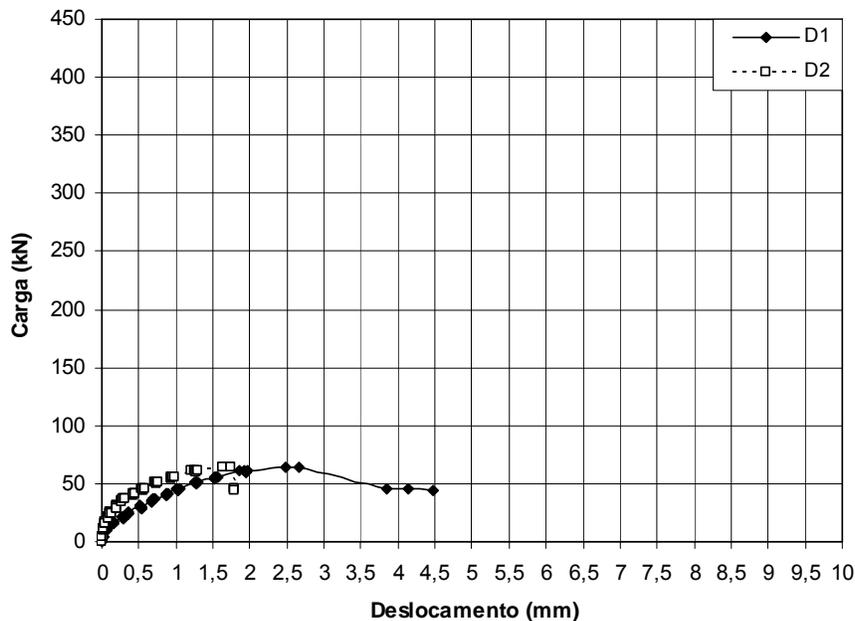


Figura 4.1 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E1L 8-2  
( $P_u = 64,8$  kN).

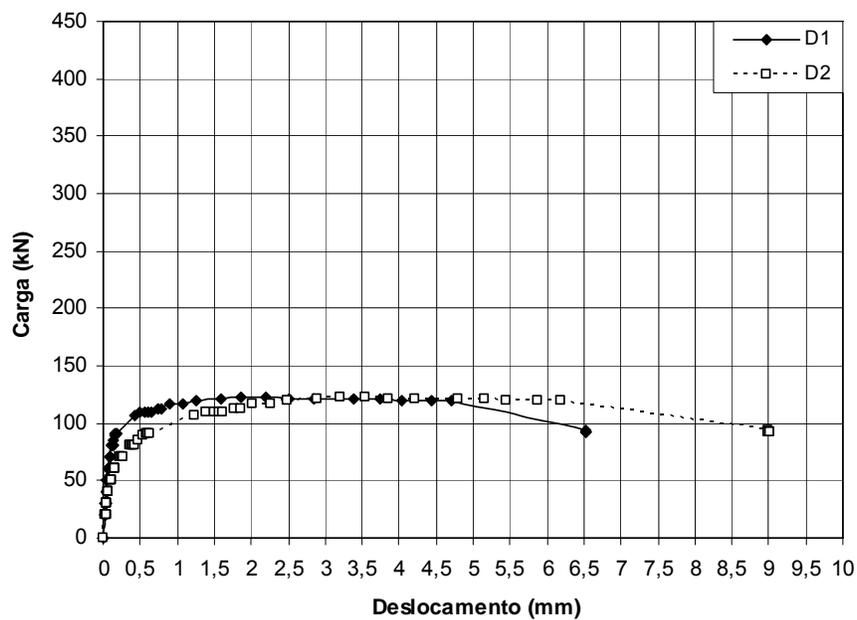


Figura 4.2 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E2L 10-2  
( $P_u = 122,1$  kN).

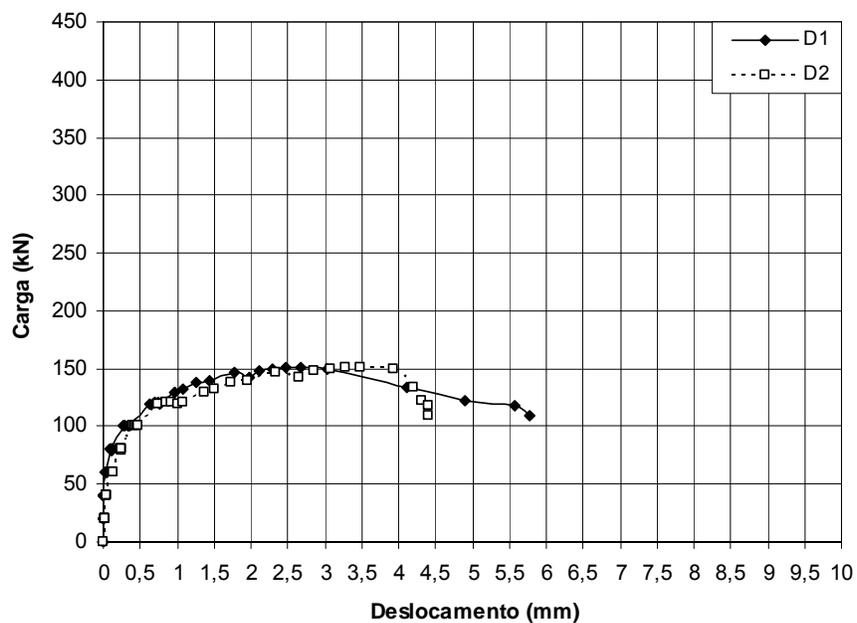


Figura 4.3 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E3L 12-2  
( $P_u = 150,9$  kN).

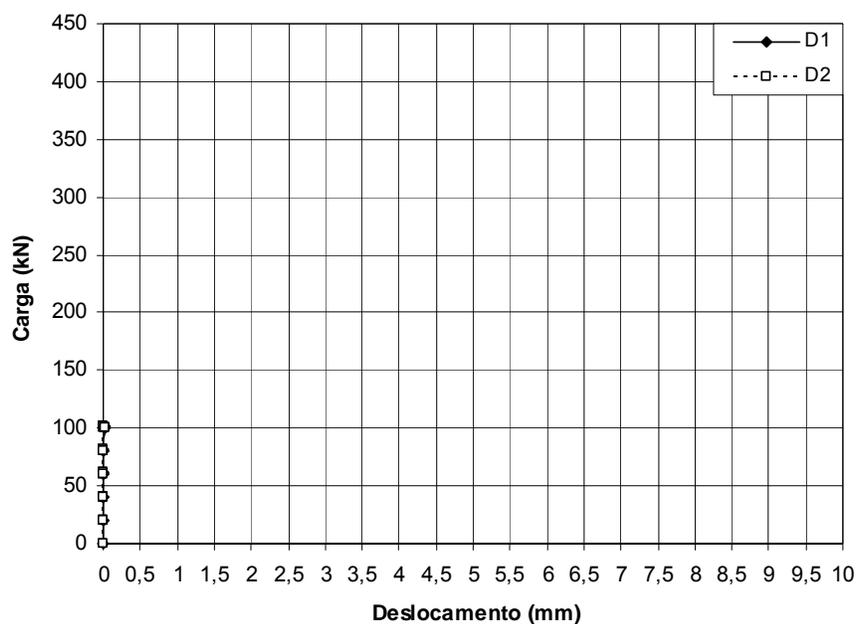


Figura 4.4 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E4R 8-2  
( $P_u = 122,9$  kN).

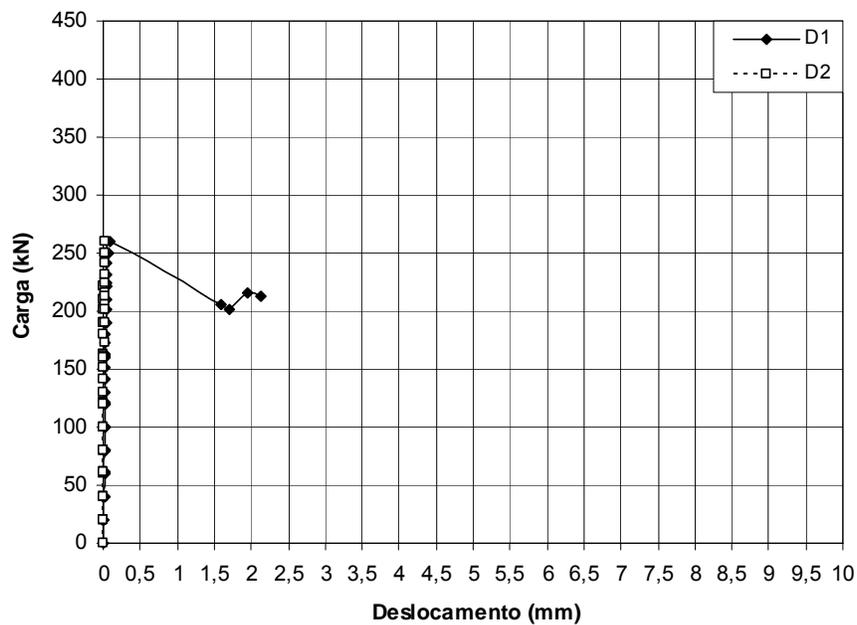


Figura 4.5 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E5R 10-2  
( $P_u = 260,5$  kN).

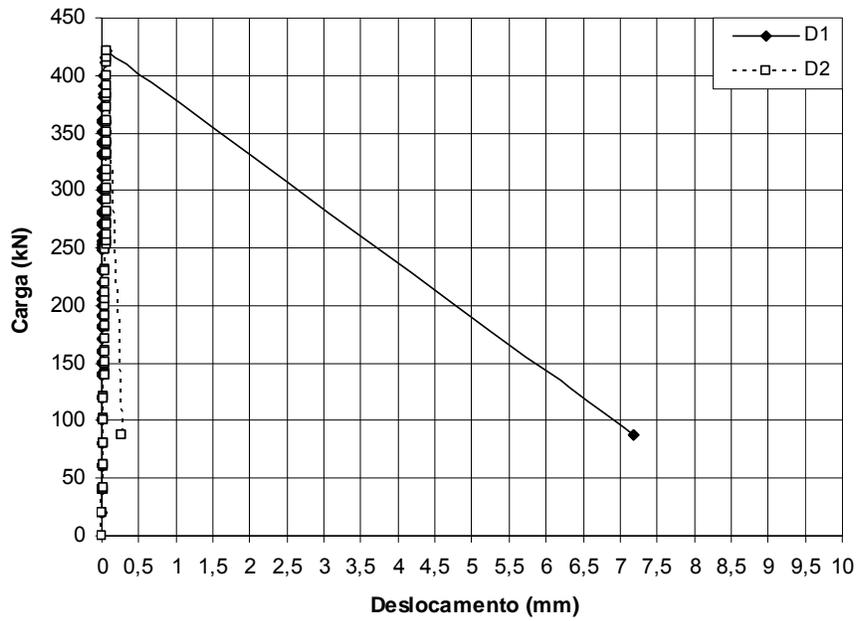


Figura 4.6 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E6R 12-2  
( $P_u = 420,8$  kN).

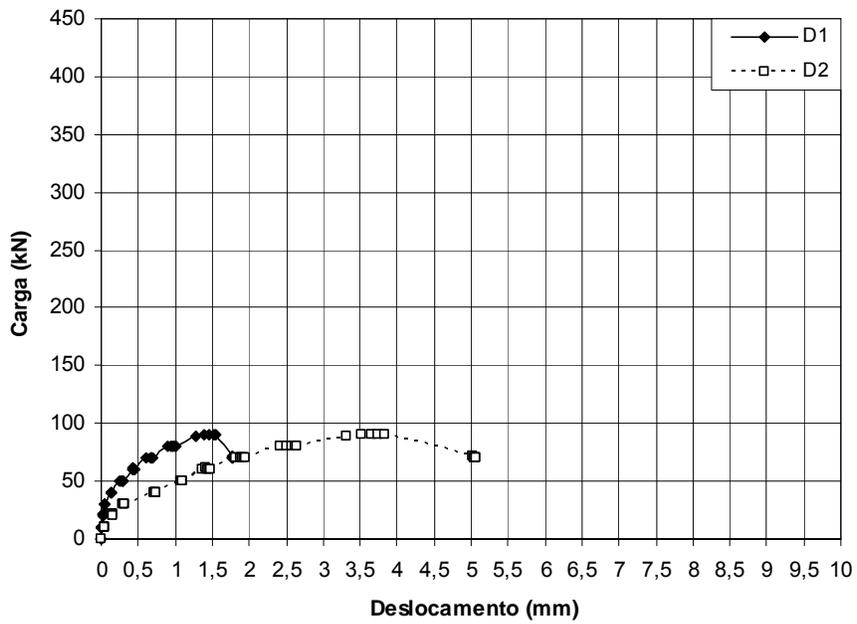


Figura 4.7 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E7L 8-3  
( $P_u = 90,3$  kN).

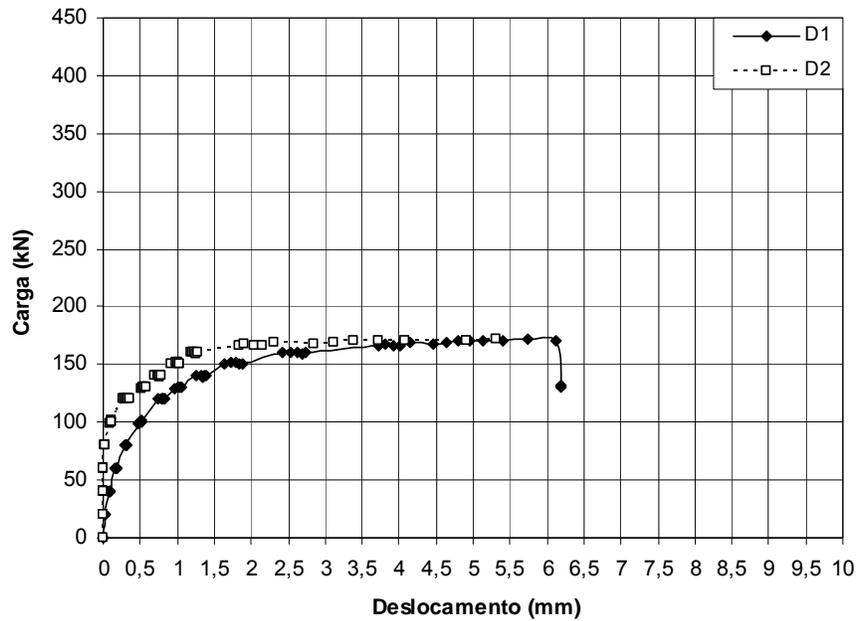


Figura 4.8 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E8L 10-3  
( $P_u = 172,3$  kN).

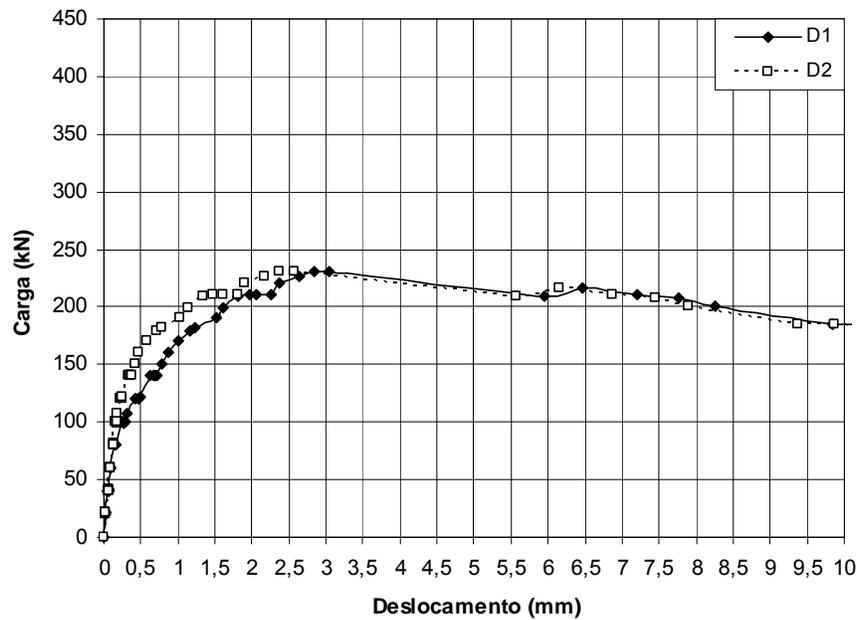


Figura 4.9 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E9L 12-3  
( $P_u = 231,0$  kN).

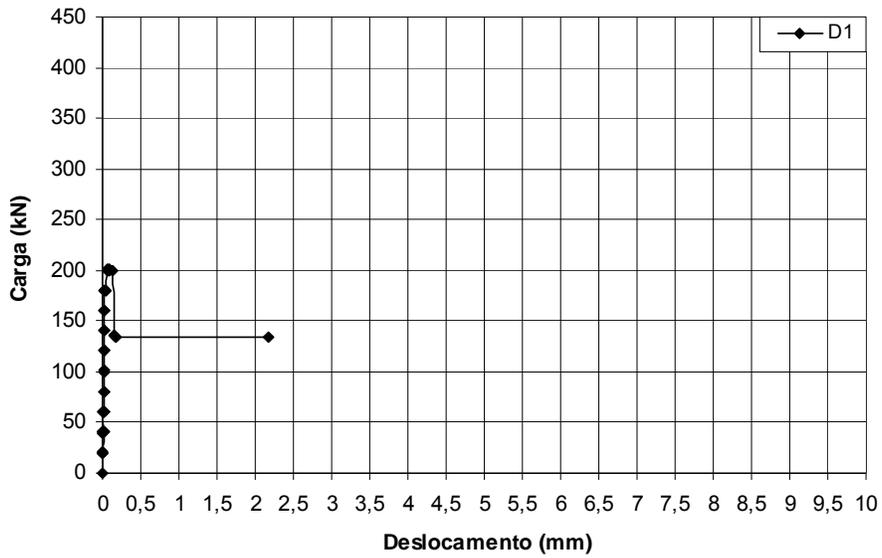


Figura 4.10 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E10R 8-3  
( $P_u = 200,8$  kN).

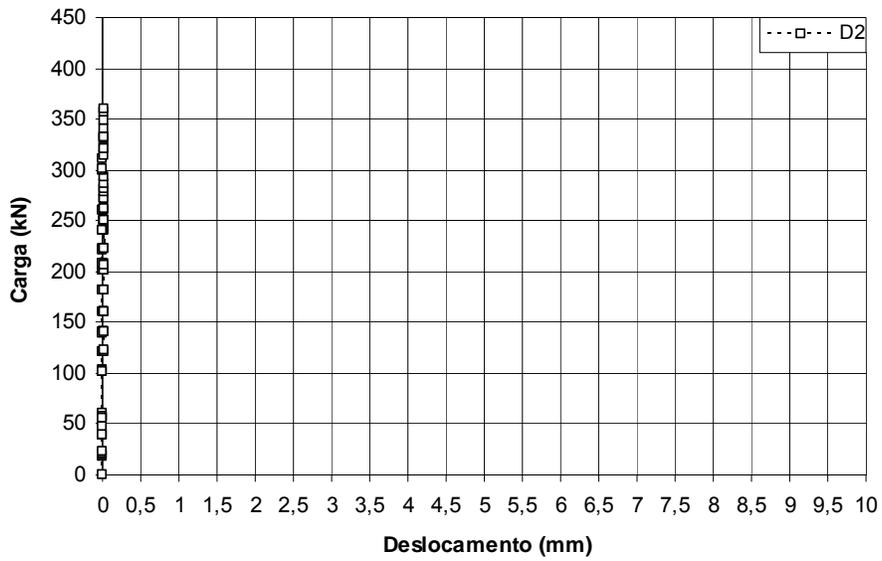


Figura 4.11 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E11R 10-3  
( $P_u = 360,0$  kN).

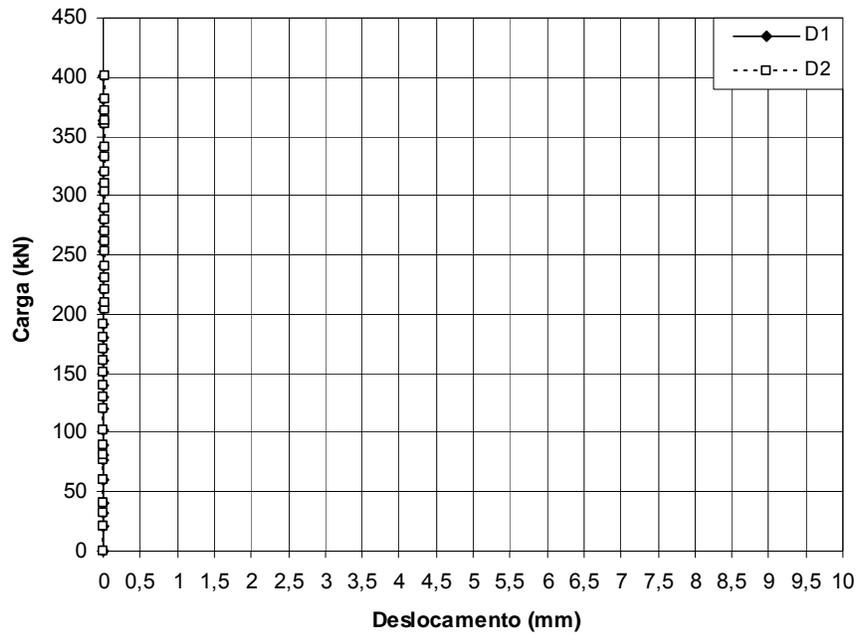


Figura 4.12 - Curvas carga-deslocamento relativo do exemplar E12R 12-3  
( $P_u = 483,0$  kN).

#### 4.4. Resistência ao Cisalhamento

Todos os espécimes apresentaram ruptura por cisalhamento. Nas figuras 4.13 a 4.20 é mostrado o aspecto de alguns espécimes após a ruptura. A carga máxima ( $P_u$ ) e a tensão cisalhante última ( $\tau_u$ ), juntamente com as principais características dos espécimes, são apresentadas na Tabela 4.3.

O fabricante dos chumbadores não soube informar a tensão de escoamento dos chumbadores, mas informou que a tensão de ruptura é 650 MPa. A partir desta tensão, concluiu-se que a de escoamento deveria estar entre cerca de 500 MPa e 540 MPa, tendo-se adotado nas análises a seguir o valor de 500 MPa.



Figura 4.13 - Aspecto do exemplar E1L 8-2 após a ruptura.



Figura 4.14 - Aspecto do exemplar E2L 10-2 após a ruptura.



Figura 4.15 - Aspecto do exemplar E4R 8-2 após a ruptura.



Figura 4.16 - Aspecto do exemplar E5R 10-2 após a ruptura.



Figura 4.17 - Aspecto do exemplar E8L 10-3 após a ruptura.



Figura 4.18 - Aspecto do exemplar E9L 12-3 após a ruptura.

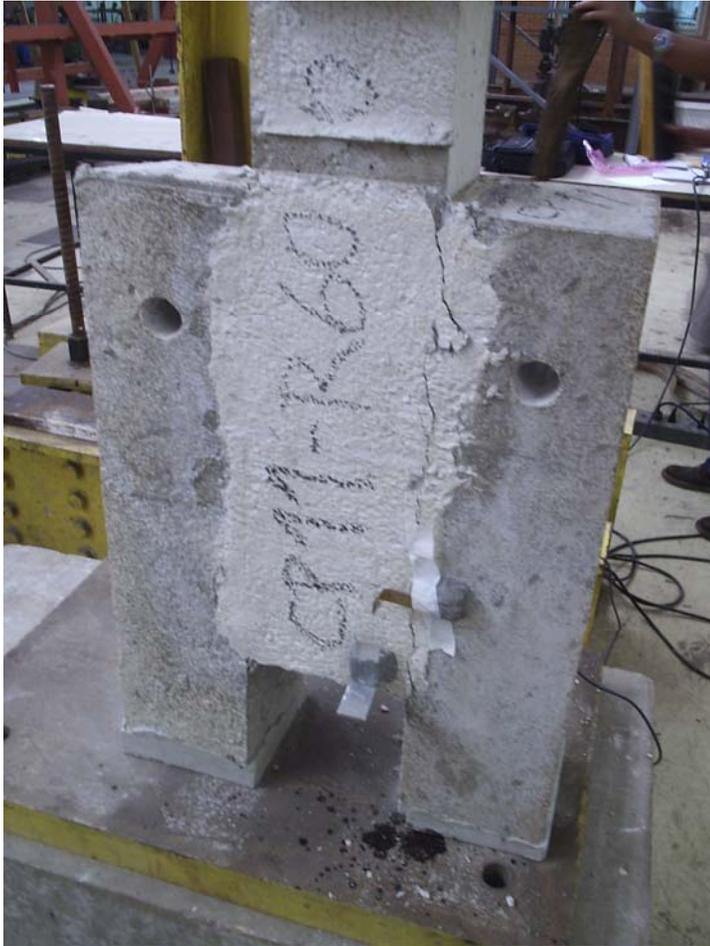


Figura 4.19 - Aspecto do exemplar E11R 10-3 após a ruptura.



Figura 4.20 - Aspecto do exemplar E12R 12-3 após a ruptura.

Tabela 4.3 - Características e resistências dos espécimes.

Espécime	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_w$ (%)	$\rho_w f_y$ (MPa)	Ensaio	
					$P_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)
E1L 8-2	198	90000	0,22	1,10	64,80	0,72
E2L 10-2	285	90000	0,32	1,58	122,1	1,36
E3L 12-2	507	90000	0,56	2,82	150,9	1,68
E4R 8-2	198	90000	0,22	1,10	122,9	1,37
E5R 10-2	285	90000	0,32	1,58	260,5	2,89
E6R 12-2	507	90000	0,56	2,82	420,8	4,68
E7L 8-3	297	135000	0,22	1,10	90,30	0,67
E8L 10-3	427	135000	0,32	1,58	172,3	1,28
E9L 12-3	760	135000	0,56	2,81	231,0	1,71
E10R 8-3	297	135000	0,22	1,10	200,8	1,49
E11R 10-3	427	135000	0,32	1,58	360,0	2,67
E12R 12-3	760	135000	0,56	2,81	483,0	3,58

A Figura 4.21 mostra a tensão cisalhante última ( $\tau_u$ ) em função do parâmetro  $\rho_w f_y$ , junto com retas ajustadas aos resultados experimentais.

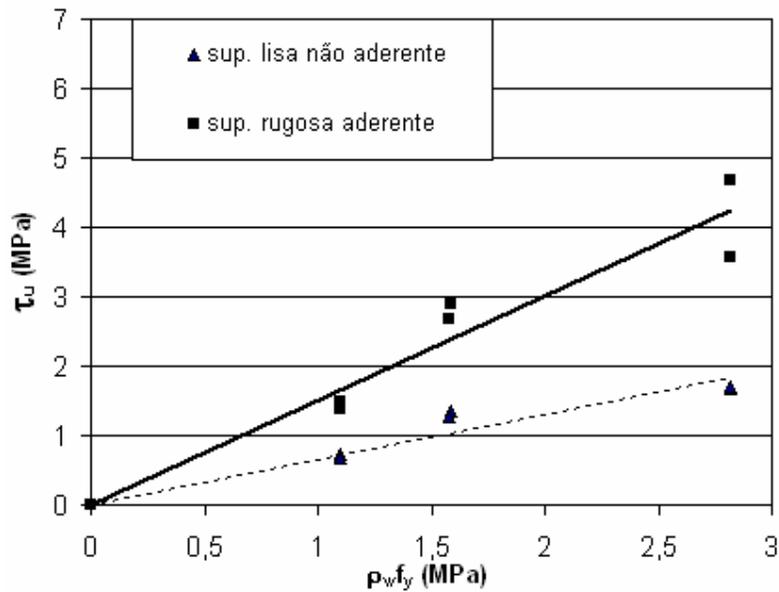


Figura 4.21 - Resistência dos espécimes em função de  $\rho_w f_y$ .

Na figura 4.22 é feita comparação das resistências dos espécimes ensaiados neste trabalho com as obtidas por diferentes pesquisadores, para valores de  $\rho_w f_y$ .

menores que 3,5 MPa. Pode-se observar que, em geral, as resistências dos espécimes com superfície de ligação rugosa aderente com chumbadores são menores que as dos espécimes com armadura convencional, mesmo aqueles com ligação pré-fissurada.

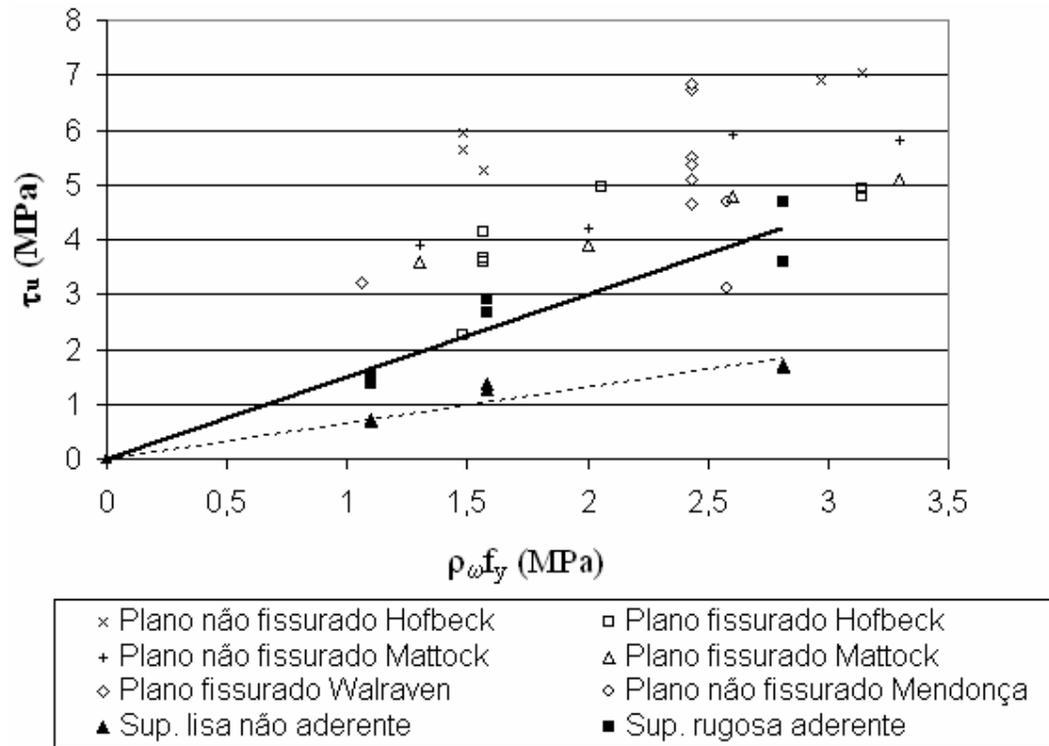


Figura 4.22 - Comparação de resistências dos espécimes ensaiados com as de espécimes com armadura convencional.

Nas Figuras 4.23 e 4.24, constam, para os casos de superfície de ligação lisa e rugosa, respectivamente, os valores de ( $\tau_u$ ) em função do comprimento dessa superfície. Essas figuras e a Figura 4.21 sugerem, para um determinado valor de  $\rho_w f_y$ , uma tendência de diminuição de ( $\tau_u$ ) com o aumento da superfície de ligação e de maiores diferenças para o caso de superfície rugosa aderente e maiores taxas de armadura. Hanson (1960) também constatou tendência de diminuição de ( $\tau_u$ ) de ligação com superfície rugosa com o aumento do comprimento da ligação, sendo ela menor no caso de ligação rugosa não aderente.

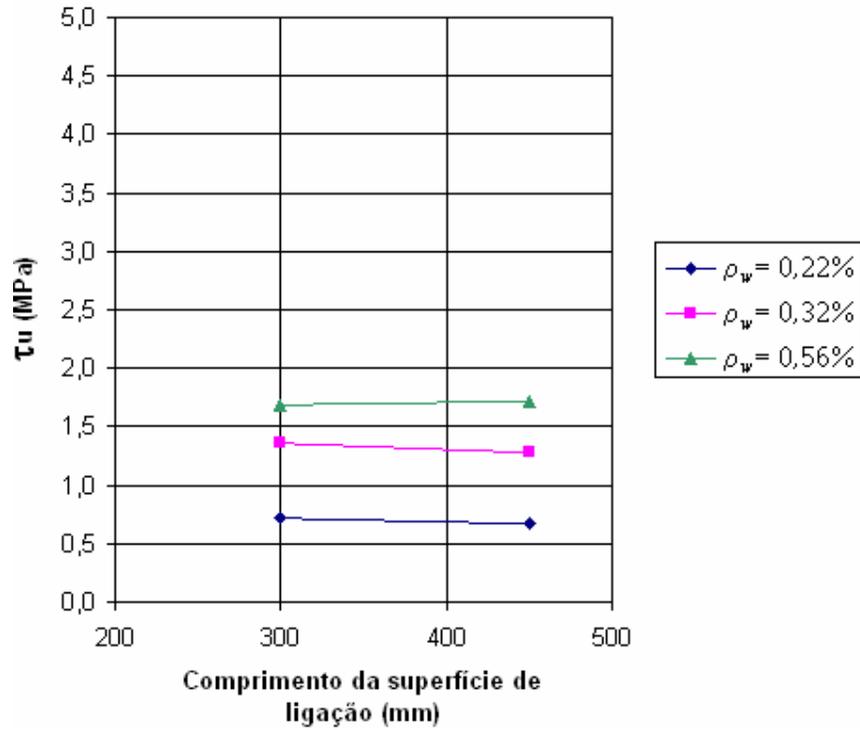


Figura 4.23 - Efeito do comprimento da superfície de contato na tensão de cisalhamento dos espécimes com superfície lisa não aderente

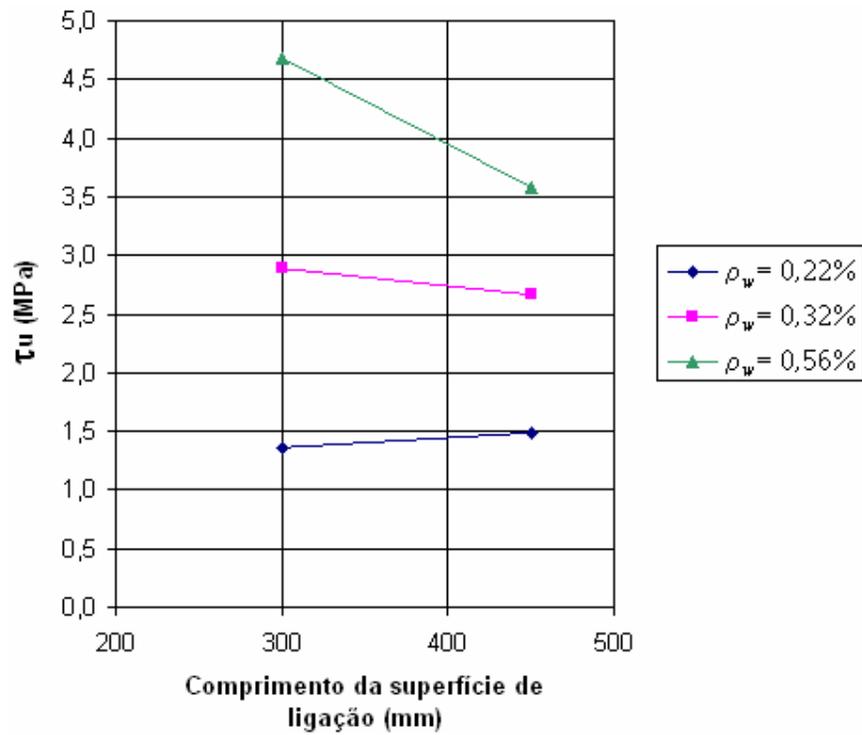


Figura 4.24 - Efeito do comprimento da superfície de contato na tensão de cisalhamento dos espécimes com superfície rugosa aderente

Segundo os resultados obtidos, adotando-se o critério de atrito-cisalhamento, isto é:

$$\tau_u = \mu \rho_w f_y \quad (4.1)$$

os valores do coeficiente de atrito aparente indicados para os casos estudados seriam, aproximadamente, 0,65 para superfície lisa não aderente e 1,5 para superfície rugosa aderente.

Nas Figuras 4.25 e 4.26 são feitas comparações das resistências experimentais obtidas neste trabalho com as avaliadas segundo algumas expressões já propostas. Nessas expressões, foram considerados coeficientes de segurança unitários e  $f_c$  igual a 30,4 MPa.

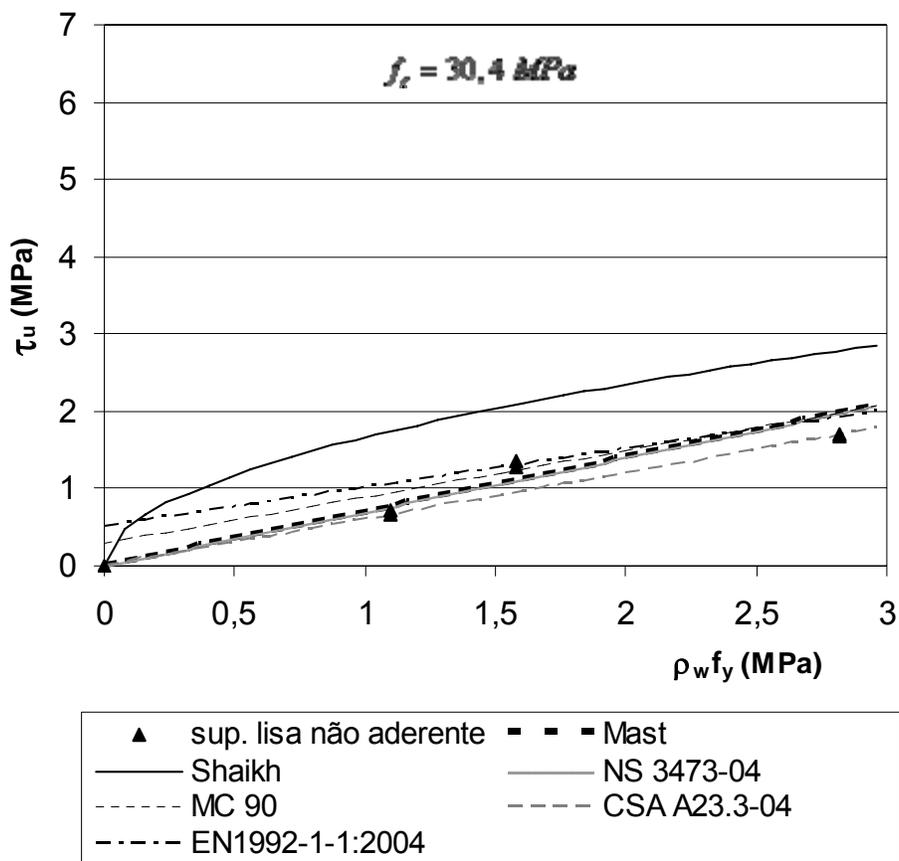


Figura 4.25 - ( $\tau_u$ ) em função de  $\rho_w f_y$  segundo expressões propostas por pesquisadores e normas para superfícies lisas

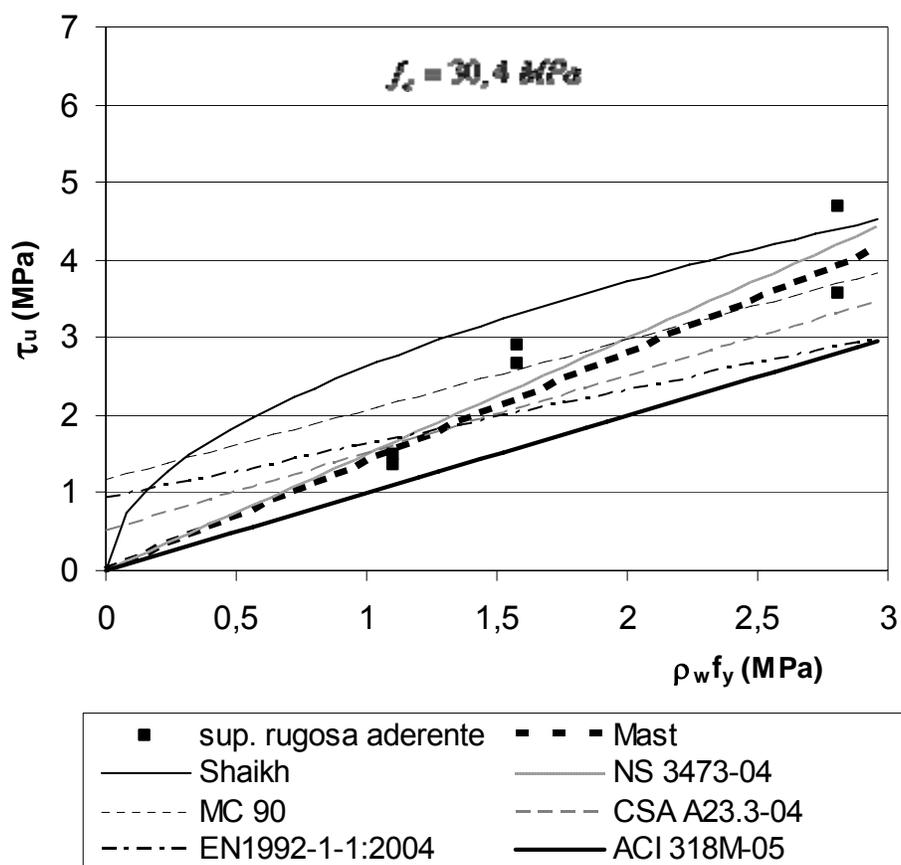


Figura 4.26 - ( $\tau_u$ ) em função de  $\rho_w f_y$ , segundo expressões propostas por pesquisadores e normas para superfícies rugosas

No caso dos espécimes com superfície de ligação lisa, consideraram-se as expressões indicadas para superfícies lisas (MAST, 1968; SHAIKH, 1978; NS 3473, 2004; CEB-FIP MC 90, 1993), muito lisas (EN 1992-1-1, 2004) ou, na falta desses casos, superfícies de ligação aço-concreto (CSA A23.3, 2006).

No caso dos espécimes com superfície de ligação rugosa, adotaram-se as expressões indicadas para superfícies rugosas (MAST, 1968; SHAIKH, 1978; NS 3473, 2006; ACI 318M, 2005; CEB-FIP MC 90, 1993; CSA A23.3, 2006 e EN 1992-1-1, 2004).

As expressões da NS 3473 (2006) adotadas são as que consideram coesão nula.

Em função das relações entre ( $\tau_u$ ) e  $\rho_w f_y$ , observadas nas figuras 4.21 e 4.22, era de se esperar que a maioria das expressões calibradas a partir de ensaios de

espécimes com armadura convencional superavaliassem as resistências dos espécimes com chumbadores e que as expressões de Mast e da NS 3473 (superfícies lisas e rugosas) e da ACI 318 (superfícies rugosas) levassem a resistências mais próximas das obtidas nos ensaios. Estas expressões são do tipo da 4.1, com valores de  $\mu$  próximos dos obtidos de ajuste de reta aos resultados experimentais deste trabalho. Na tabela 4.8 constam a média e o desvio padrão dos valores de  $\tau_u/\tau_{u,calc}$ , sendo  $\tau_{u,calc}$  a resistência avaliada segundo essas expressões.

Tabela 4.4 - Média e desvio padrão dos valores de  $\tau_u/\tau_{u,calc}$

Equações		Média de ( $\tau_{u,exp}$ )/( $\tau_{u,calc}$ )	Desv. Padrão (MPa)
MAST	Sup. Lisa	0,97	0,16
	Sup. Rug.	1,06	0,18
NS 3473	Sup. Lisa	0,97	0,16
	Sup. Rug.	0,99	0,16
ACI 318-05	-	-	-
	Sup. Rug.	1,49	0,25
Proposta	Sup. Lisa	1,05	0,18
	Sup. Rug.	0,99	0,16

As Figuras 4.27 e 4.28 mostram ( $\tau_u$ ) em função de  $\rho_w f_y$  segundo as expressões de Mast, NS 3473 e ACI 318, junto com as retas ajustadas aos dados experimentais (Equação 4.1), para superfícies lisas e rugosas respectivamente.

Nessas figuras e na Tabela 4.4, pode-se observar que os valores de resistência obtidos pela expressão da norma ACI 318 (superfícies rugosas) são bem conservadores. As demais expressões fornecem resistências próximas, sendo que a proposta e a de Mast levam a resultados ligeiramente mais conservadores para os casos de superfícies lisa e rugosa, respectivamente.

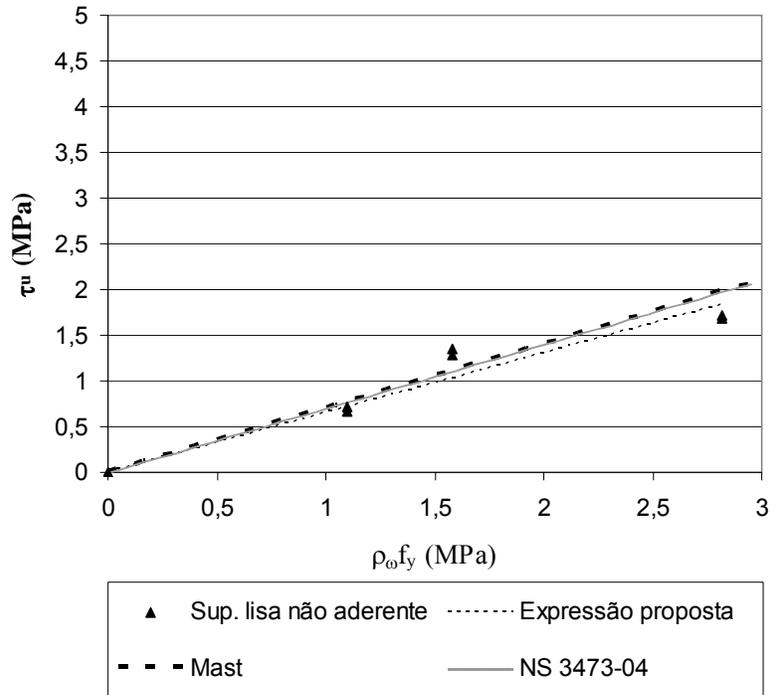


Figura 4.27 - ( $\tau_u$ ) em função de  $\rho_w f_y$  segundo as expressões de Mast e da NS 3473-04 e a proposta para superfícies lisas

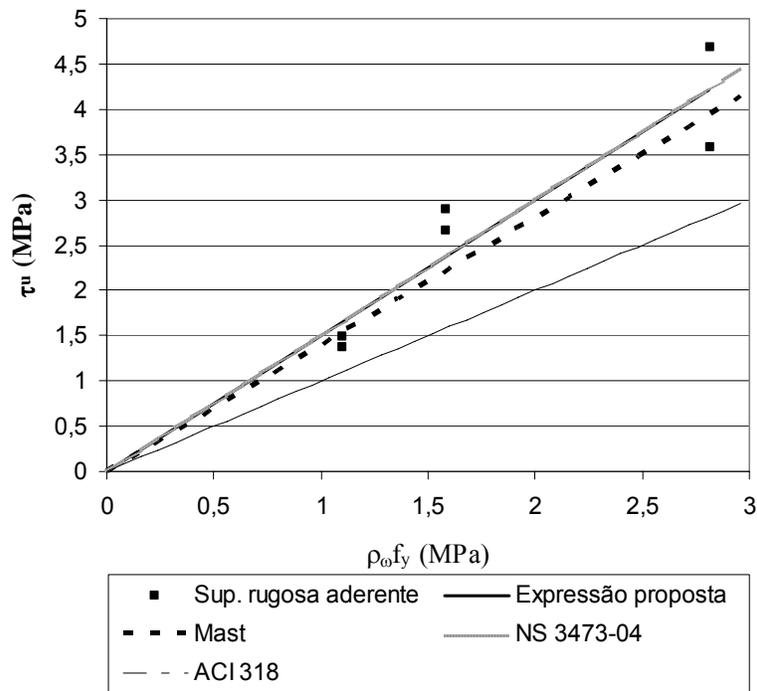


Figura 4.28 - ( $\tau_u$ ) em função de  $\rho_w f_y$  segundo as expressões de Mast, NS 3473-04, ACI 318 e a proposta para superfícies rugosas

## 5. Conclusões

Os resultados apresentados neste trabalho mostram que ligações de concretos moldados em diferentes idades tendo chumbadores de expansão como armadura transversal apresentam resistência ao cortante longitudinal menor que as ligações providas de armadura convencional que as envolve. Em vista disso, a maioria das expressões calibradas a partir de ensaios de espécimes com armadura convencional superavaliavam as resistências dos espécimes com chumbadores.

O estudo experimental mostra também que a resistência ao cisalhamento dos chumbadores, tirada a partir das resistências verificadas nos espécimes com superfície de ligação entre concretos lisa sem aderência, é cerca do dobro daquela indicada no catálogo do fabricante, à qual é dito que deve-se aplicar coeficiente de segurança de pelo menos 4.

Os espécimes com superfície de ligação entre concretos lisa e não aderente apresentaram deslizamentos nessa superfície desde o início do seu carregamento e, na ruptura, os deslizamentos tinham valores maiores que cerca de 2 mm. Os com superfície rugosa e aderente mostraram algum deslizamento apenas bem próximo da ruptura. Em geral, na ruptura, os deslizamentos medidos nestes espécimes foram menores que 0,1 mm.

As superfícies de ligação entre concretos antigo e novo rugosas e aderentes apresentaram resistência ao cortante de pelo menos cerca de 2 vezes a resistência das superfícies de ligação lisas sem aderência com mesma taxa de armadura transversal.

Dentre as expressões propostas na literatura para avaliar a resistência ao cortante horizontal, as de Mast e da NS 3473 são as que levam a resistências mais próximas das obtidas nos ensaios. Estas expressões são do tipo  $\tau_u = \mu \rho_w f_y$ , com valores de  $\mu$  próximos dos obtidos de ajuste de reta aos resultados experimentais deste trabalho, isto é,  $\mu$  igual a 0,65 para superfícies lisas não aderentes e  $\mu$  igual a 1,5 para superfícies rugosas aderentes. Comparando-se as resistências experimentais com as determinadas com as expressões de Mast e da NS 3473 e propostas neste trabalho, tem-se valor médio de  $\tau_u/\tau_{u,calc}$  entre 0,97 e 1,06 e coeficiente de variação em torno de 17%.

Os resultados deste trabalho e os das vigas de Simões (2007), reforçadas com adição de concreto e armadura longitudinal na região tracionada (ver Figura 1.3), sugerem que, para esse caso de reforço, a resistência ao cortante horizontal da ligação entre a viga original e o reforço provida de chumbadores deve ser avaliada usando a expressão sugerida neste trabalho que considera apenas a contribuição dos chumbadores propriamente dita ( $\mu=0,65$ ).

Em prosseguimento ao estudo sobre ligações de concretos com chumbadores, seria interessante ensaiar espécimes com ligações tendo taxas de armadura transversal, tipos de chumbadores e resistência do concreto diferentes dos adotados na presente investigação, bem como ensaiar espécimes submetidos a carregamento cíclico.

## Referências Bibliográficas

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2005. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-05)*. Detroit, USA.

ARAÚJO, D. L., 1997, *Cisalhamento na Interface entre Concreto Pré-Moldado e Concreto Moldado no Local em Elementos Submetidos à Flexão*. Dissertação de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

ARAÚJO, D. L., EL DEBS, M.K., 2001, *Cisalhamento na interface entre Concreto Pré-Moldado e Concreto Moldado no Local em Vigas submetidas à Flexão*, Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n. 17, p. 1-27, 2001.

ARAÚJO, D. L., 2002, *Cisalhamento entre Viga e Laje Pré-Moldadas Ligadas Mediante Nichos Preenchidos com Concreto de Alto Desempenho*. Tese de D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003. *NBR 5738: Moldagem e Cura de Corpos-de-prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BANTA, T. E., 2005, *Horizontal Shear Transfer between Ultra High Performance Concrete and Lightweight Concrete*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, USA.

BIRKELAND, P. W., BIRKELAND, H. W, 1966, “Connections in Precast Concrete Construction”, *Journal of the American Concrete Institute, Proceedings*, v. 63, n. 3 (Mar), pp. 345-367.

BRITISH STANDARD BS EN 1992, 2004. *Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. London, UK.

CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, 2006. *CSA Standard Association A23.3-04: Design of Concrete Structures*. 2 ed. Ontario, Canada.

CAPUTO, H. P., 1988, “Tensões e Deformações. Elasticidade, Plasticidade e Reologia”. In: *Mecânica dos Solos e Suas Aplicações - Fundamentos*, v.1, 6 ed, capítulo 10, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Livros Técnicos e Científicos.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN, CEB-FIP MODEL CODE 1990, MC90, *Design Code*, 366 p., Thomas Telford Services Ltda., London, 1993.

GOHNERT, M., 2000, “Proposed theory to Determine the Horizontal Shear between Composite Precast and in situ Concrete”, *Cement and Concrete Composites*, v. 22, n. 6 (Dec), pp. 469-476.

HANSON, N. W., 1960, “Precast-Prestressed Concrete Bridges: 2. Horizontal Shear Connections”, *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, v. 2, n. 2 (May), pp. 38-58.

HOFBECK, J. A., IBRAHIM, I. O., MATTOCK, A. H., 1969, “Shear Transfer in Reinforced Concrete”, *ACI Journal, Proceedings*, v. 66, n. 2 (Feb), pp. 119-128.

HSU, T. T. C., MAU, S. T., CHEN, B., 1987, “Theory of Shear Transfer Strength in Reinforced Concrete”, *ACI Structural Journal*, v. 84, n. 2 (Mar-Apr), pp. 149-160.

JUDICE, F. M. S., 2002, *Comportamento da Ligação entre Lajes e Vigas Pré-Fabricadas feita com Nichos Preenchidos no Local*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E., 1977, “O Material de Construção Concreto Armado”. In: *Construções de Concreto: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*, 2 ed., Capítulo 4, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Interciência.

- MAST, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections", *Journal of the Structural Division*, ASCE, v. 94, n. ST6 (Jun), pp. 1485-1504.
- MATTOCK, A. H., HAWKINS, N. M., 1972, "Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research", *PCI Journal*, v. 17, n. 2 (Mar-Apr), pp. 55-75.
- MATTOCK, A.H., (1974), "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane", *Shear in Reinforced Concrete*, ACI Special Publication SP-42, v.1, American Concrete Institute, pp. 17-42.
- MENDONÇA, E. C. G., 2002, *Resistência ao Cisalhamento de Nichos de Concreto Utilizados na Ligação de Laje-Viga em Estruturas Pré-Moldadas*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MENKULASI, F., 2002, *Horizontal Shear Connectors for Precast Prestressed Bridge Deck Panels*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, USA.
- NORWEGIAN STANDARD, 1992. *NS 3473 E: Concrete Structures Design and Detailing Rules*. Oslo, Norwegian.
- SANTOS, E. W. F., 2006, *Reforço de vigas de concreto armado à flexão por Encamisamento Parcial*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- SIMÕES, M. L. F., 2007, *Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado por Encamisamento Parcial*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- TAN, K. H., GUAN, L. W., LU, X., *et al.*, 1999, "Horizontal Shear Strength of Indirectly Loaded Composite Concrete Beams", *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 4 (Jul-Aug), pp. 533-538.

TSOUKANTAS, S. G., TASSIOS, T. P., 1989, "Shear Resistance of Connections Between Reinforced Concrete Linear Precast Elements", *ACI Structural Journal*, v. 86, n. 3 (May-Jun), pp. 242-249.

WALLENFELSZ, J. A., 2006, *Horizontal Shear Transfer for Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Panels*, Dissertation of M.Sc., Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, USA.

ZECH, M., 2005, *Brückenüberbauten mit zusätzlicher externer Vorspannung - Krafteinleitung über nachträglich anbetonierte Ankerblöcke*, Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur, genehmigt vom Fachbereich Bauwissenschaften der Universität Duisburg-Essen.

## Apêndice A

Estão listados aqui os resultados de deslocamento relativo nas ligações.

Tabela A.1 - Resultados do ensaio do espécime E1L 8-2 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\tau$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	5,0	0,06	0,03	0,01
	4,6	0,05	0,03	0,01
	4,3	0,05	0,03	0,01
	4,2	0,05	0,03	0,01
	4,1	0,05	0,03	0,01
2	10,4	0,12	0,06	0,03
	10,0	0,11	0,06	0,02
	9,8	0,11	0,07	0,03
	10,9	0,12	0,07	0,02
	11,4	0,13	0,07	0,03
3	16,1	0,18	0,13	0,04
	16,8	0,19	0,15	0,05
	16,4	0,18	0,15	0,05
	15,9	0,18	0,15	0,05
	15,7	0,17	0,15	0,05
4	21,3	0,24	0,27	0,08
	20,8	0,23	0,28	0,10
	20,7	0,23	0,28	0,10
	20,6	0,23	0,29	0,10
	20,6	0,23	0,29	0,10
5	25,1	0,28	0,35	0,12
	24,5	0,27	0,36	0,12
	24,3	0,27	0,36	0,12
	24,2	0,27	0,36	0,12
	24,3	0,27	0,36	0,13
6	31,0	0,34	0,52	0,19
	30,3	0,34	0,52	0,19
	29,5	0,33	0,53	0,20
	29,0	0,32	0,53	0,20
	29,0	0,32	0,53	0,20
7	35,2	0,39	0,66	0,27
	34,3	0,38	0,67	0,27
	36,5	0,41	0,68	0,28
	37,0	0,41	0,70	0,30
	36,4	0,40	0,71	0,30

Tabela A.1 - Resultados do ensaio do espécime E1L 8-2 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\tau$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
8	39,9	0,44	0,86	0,43
	39,8	0,44	0,87	0,43
	40,6	0,45	0,88	0,43
	41,0	0,46	0,88	0,44
	41,1	0,46	0,89	0,44
9	46,0	0,51	1,01	0,53
	44,8	0,50	1,03	0,55
	44,5	0,49	1,03	0,55
	45,7	0,51	1,05	0,56
	46,1	0,51	1,06	0,57
10	51,8	0,58	1,24	0,72
	50,6	0,56	1,27	0,73
	49,7	0,55	1,27	0,74
	50,7	0,56	1,28	0,75
	51,5	0,57	1,30	0,76
11	55,3	0,61	1,52	0,94
	54,2	0,60	1,52	0,95
	54,9	0,61	1,54	0,96
	55,4	0,62	1,55	0,97
	55,6	0,62	1,56	0,98
12	61,7	0,69	1,86	1,21
	61,1	0,68	1,92	1,25
	59,8	0,66	1,94	1,27
	59,6	0,66	1,94	1,28
	61,0	0,68	1,97	1,30
13	64,8	0,72	2,49	1,64
	64,4	0,72	2,67	1,75
	45,7	0,51	3,85	1,78
	44,9	0,50	4,15	1,78
	44,8	0,50	4,47	1,79

Tabela A.2 - Resultados do ensaio do espécime E2L 10-2 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\tau$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,1	0,22	0,02	0,03
	20,3	0,23	0,02	0,03
	20,2	0,22	0,02	0,03
	20,1	0,22	0,02	0,03
	20,1	0,22	0,02	0,04
2	30,2	0,34	0,03	0,05
	30,6	0,34	0,03	0,05
	30,5	0,34	0,03	0,05
	30,4	0,34	0,03	0,05
	30,3	0,34	0,03	0,05
3	40,6	0,45	0,04	0,07
	39,9	0,44	0,04	0,07
	40,5	0,45	0,04	0,07
	40,3	0,45	0,04	0,07
	40,1	0,45	0,04	0,07
4	50,5	0,56	0,05	0,10
	50,4	0,56	0,05	0,10
	50,0	0,56	0,06	0,10
	50,1	0,56	0,05	0,10
	49,9	0,55	0,06	0,11
5	60,5	0,67	0,06	0,15
	61,0	0,68	0,07	0,15
	60,5	0,67	0,07	0,16
	60,9	0,68	0,07	0,16
	60,8	0,68	0,07	0,16
6	70,7	0,79	0,08	0,21
	70,6	0,78	0,09	0,23
	70,8	0,79	0,09	0,25
	70,8	0,79	0,09	0,26
	70,2	0,78	0,09	0,26
7	80,2	0,89	0,11	0,36
	80,5	0,89	0,11	0,39
	80,9	0,90	0,12	0,40
	81,2	0,90	0,12	0,41
	81,5	0,91	0,13	0,42
8	84,8	0,94	0,14	0,48
	90,0	1,00	0,15	0,54
	90,8	1,01	0,17	0,58
	90,6	1,01	0,17	0,61
	91,2	1,01	0,18	0,64
9	106,3	1,18	0,44	1,24
	109,7	1,22	0,49	1,39
	109,3	1,21	0,56	1,50
	109,5	1,22	0,61	1,58
	110,0	1,22	0,64	1,62

Tabela A.2 - Resultados do ensaio do espécime E2L 10-2 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\tau$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
10	112,1	1,25	0,74	1,78
	112,8	1,25	0,79	1,86
	117,4	1,30	0,89	2,03
	117,0	1,30	1,07	2,26
	119,0	1,32	1,26	2,49
11	121,5	1,35	1,60	2,90
	122,1	1,36	1,87	3,20
	122,0	1,36	2,19	3,54
	121,5	1,35	2,50	3,87
	121,0	1,34	2,84	4,22
12	121,8	1,35	3,39	4,80
	120,9	1,34	3,75	5,16
	120,1	1,33	4,03	5,46
	119,5	1,33	4,44	5,88
	120,1	1,33	4,72	6,19
13	93,5	1,04	6,52	8,98
	92,9	1,03	6,52	8,99
	92,5	1,03	6,53	9,00
	92,1	1,02	6,53	9,01
	91,7	1,02	6,53	9,01

Tabela A.3 - Resultados do ensaio do espécime E3L 12-2.

Etapa de carga	Carga (kN)	$\sigma$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,6	0,23	0,00	0,01
	19,9	0,22	0,00	0,01
	19,6	0,22	0,00	0,01
	20,6	0,23	0,00	0,01
	20,3	0,23	0,00	0,02
2	40,3	0,45	0,01	0,05
	40,3	0,45	0,00	0,05
	39,6	0,44	0,01	0,05
	40,5	0,45	0,01	0,05
	40,1	0,45	0,01	0,05
3	59,9	0,67	0,03	0,11
	60,0	0,67	0,04	0,12
	60,9	0,68	0,04	0,13
	60,9	0,68	0,04	0,14
	60,6	0,67	0,04	0,14
4	80,0	0,89	0,09	0,23
	80,7	0,90	0,10	0,24
	80,2	0,89	0,11	0,24
	79,6	0,88	0,11	0,25
	80,8	0,90	0,12	0,25
5	100,3	1,11	0,26	0,40
	100,4	1,12	0,30	0,44
	101,0	1,12	0,33	0,45
	100,9	1,12	0,34	0,47
	100,6	1,12	0,35	0,48
6	119,4	1,33	0,62	0,73
	120,1	1,33	0,69	0,85
	120,3	1,34	0,74	0,93
	119,3	1,33	0,77	1,01
	120,6	1,34	0,79	1,08
7	129,9	1,44	0,97	1,38
	131,7	1,46	1,07	1,51
	138,6	1,54	1,25	1,74
	140,1	1,56	1,45	1,95
	146,3	1,63	1,78	2,33
8	142,9	1,59	1,97	2,65
	147,7	1,64	2,11	2,85
	149,2	1,66	2,30	3,07
	150,9	1,68	2,47	3,29
	150,5	1,67	2,67	3,49
9	149,6	1,66	3,04	3,94
	133,1	1,48	4,11	4,21
	122,3	1,36	4,90	4,32
	117,5	1,31	5,58	4,41
	109,3	1,21	5,77	4,41

Tabela A.4 - Resultados do ensaio do espécime E4R 8-2.

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,1	0,22	0,00	0,01
	20,5	0,23	0,00	0,00
	20,3	0,23	0,00	0,01
	20,2	0,22	0,00	0,01
	20,2	0,22	0,00	0,00
2	40,6	0,45	0,00	0,01
	40,5	0,45	0,00	0,01
	40,2	0,45	0,00	0,01
	40,3	0,45	0,00	0,01
	40,1	0,45	0,00	0,01
3	60,4	0,67	0,00	0,01
	60,0	0,67	0,00	0,01
	61,3	0,68	0,00	0,01
	61,0	0,68	0,00	0,01
	60,8	0,68	0,00	0,01
4	81,7	0,91	0,00	0,01
	80,9	0,90	0,00	0,01
	80,5	0,89	0,00	0,01
	80,1	0,89	0,00	0,01
	79,9	0,89	0,00	0,01
5	100,9	1,12	0,03	0,01
	101,6	1,13	0,03	0,01
	101,0	1,12	0,03	0,01
	100,7	1,12	0,03	0,01
	100,4	1,12	0,03	0,01
6	122,9	1,37	-	-
	120,4	1,34	35,67	42,28
	120,3	1,34	35,67	42,28
	119,3	1,33	35,67	42,28
	118,7	1,32	35,67	42,28

Tabela A.5 - Resultados do ensaio do espécime E5R 10-2 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,2	0,22	0,01	0,00
	20,0	0,22	0,01	0,01
	20,4	0,23	0,01	0,00
	20,3	0,23	0,01	0,01
	20,2	0,22	0,01	0,00
2	40,1	0,45	0,01	0,01
	40,1	0,45	0,01	0,00
	40,7	0,45	0,01	0,00
	40,7	0,45	0,01	0,00
	40,5	0,45	0,01	0,01
3	59,3	0,66	0,01	0,01
	61,0	0,68	0,01	0,01
	61,2	0,68	0,01	0,01
	60,9	0,68	0,01	0,01
	60,8	0,68	0,01	0,01
4	80,1	0,89	0,01	0,01
	80,2	0,89	0,02	0,01
	80,4	0,89	0,02	0,01
	80,1	0,89	0,01	0,01
	79,9	0,89	0,02	0,01
5	100,1	1,11	0,02	0,01
	100,6	1,12	0,02	0,00
	100,7	1,12	0,02	0,01
	100,5	1,12	0,02	0,01
6	120,8	1,34	0,02	0,01
	120,6	1,34	0,02	0,01
	120,3	1,34	0,02	0,01
	119,9	1,33	0,02	0,01
	119,8	1,33	0,03	0,01
7	130,5	1,45	0,02	0,01
8	140,8	1,56	0,03	0,01
9	151,4	1,68	0,03	0,01
10	162,6	1,81	0,03	0,01
	161,2	1,79	0,03	0,01
	159,6	1,77	0,03	0,01
11	172,9	1,92	0,03	0,01
12	180,5	2,01	0,03	0,01
13	189,9	2,11	0,03	0,01
14	190,7	2,12	0,03	0,01
	190,6	2,12	0,03	0,01
15	201,2	2,24	0,04	0,01
16	210,6	2,34	0,04	0,01
17	221,7	2,46	0,04	0,01
	221,9	2,47	0,04	0,01
18	224,8	2,50	0,04	0,01

Tabela A.5 - Resultados do ensaio do espécime E5R 10-2 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
19	231,6	2,57	0,05	0,01
20	241,5	2,68	0,05	0,01
21	250,5	2,78	0,06	0,01
	250,0	2,78	0,07	0,01
22	260,5	2,89	0,09	0,01
23	205,5	2,28	1,59	0,02
24	200,9	2,23	1,70	0,02
25	215,0	2,39	1,95	0,03
26	212,4	2,36	2,13	0,03

Tabela A.6 - Resultados do ensaio do espécime E6R 12-2 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,4	0,23	0,00	0,00
	20,1	0,22	0,00	0,00
	19,9	0,22	0,00	0,00
	20,7	0,23	0,00	0,00
	20,6	0,23	0,00	0,00
2	39,8	0,44	0,01	0,01
	40,1	0,45	0,00	0,01
	40,1	0,45	0,00	0,01
	39,6	0,44	0,00	0,01
	41,6	0,46	0,00	0,01
3	60,9	0,68	0,00	0,02
	61,0	0,68	0,00	0,02
	61,8	0,69	0,00	0,02
	61,5	0,68	0,00	0,02
	61,3	0,68	0,00	0,02
4	81,2	0,90	0,00	0,02
	80,5	0,89	0,01	0,02
	80,2	0,89	0,00	0,02
	80,3	0,89	0,00	0,02
	80,2	0,89	0,01	0,02
5	100,8	1,12	0,00	0,03
	100,7	1,12	0,01	0,03
	101,6	1,13	0,01	0,03
	101,2	1,12	0,01	0,03
	100,9	1,12	0,01	0,03
6	120,5	1,34	0,00	0,03
	120,2	1,34	0,00	0,03
	120,5	1,34	0,00	0,03
	120,1	1,33	0,00	0,03
	119,9	1,33	0,00	0,03
7	141,6	1,57	0,00	0,04
	141,0	1,57	0,01	0,04
	140,3	1,56	0,00	0,04
	139,9	1,55	0,00	0,04
	140,1	1,56	0,01	0,03
8	149,7	1,66	0,01	0,04
	151,0	1,68	0,00	0,04
9	161,1	1,79	0,00	0,04
	160,2	1,78	0,00	0,04
10	170,9	1,90	0,00	0,04
11	181,6	2,02	0,00	0,04
	183,2	2,04	0,00	0,05
12	190,7	2,12	0,00	0,05
	191,9	2,13	0,00	0,05
13	200,0	2,22	0,00	0,05

Tabela A.6 - Resultados do ensaio do espécime E6R 12-2 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
14	205,5	2,28	0,00	0,05
15	211,3	2,35	0,00	0,05
16	220,1	2,45	0,00	0,05
17	231,1	2,57	0,00	0,05
	230,4	2,56	0,00	0,05
18	250,6	2,78	0,00	0,05
	250,0	2,78	0,00	0,05
	249,6	2,77	0,01	0,05
	249,2	2,77	0,01	0,05
	248,8	2,76	0,01	0,06
19	253,5	2,82	0,00	0,06
20	255,4	2,84	0,00	0,06
21	262,1	2,91	0,00	0,06
22	271,4	3,02	0,00	0,06
	270,9	3,01	0,00	0,06
23	280,4	3,12	0,00	0,06
	282,1	3,13	0,00	0,06
24	291,6	3,24	0,00	0,06
25	300,5	3,34	0,00	0,06
	301,4	3,35	0,00	0,06
26	312,1	3,47	0,00	0,07
27	318,1	3,53	0,00	0,06
28	330,0	3,67	0,00	0,06
	331,1	3,68	0,00	0,07
	332,1	3,69	0,00	0,07
29	340,3	3,78	0,00	0,07
	342,3	3,80	0,00	0,07
30	350,3	3,89	0,01	0,07
31	359,8	4,00	0,01	0,07
	361,4	4,02	0,01	0,07
32	383,6	4,26	0,01	0,07
33	390,5	4,34	0,02	0,07
34	400,2	4,45	0,02	0,07
35	411,0	4,57	0,04	0,07
36	415,3	4,61	0,05	0,07
37	420,8	4,68	0,07	0,07
38	87,5	0,97	7,18	0,26

Tabela A.7 - Resultados do ensaio do espécime E7L 8-3.

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi_t$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	10,2	0,08	0,01	0,04
	10,2	0,08	0,00	0,04
	10,1	0,07	0,00	0,05
	10,0	0,07	0,00	0,05
	10,0	0,07	0,00	0,05
2	21,3	0,16	0,02	0,14
	21,0	0,16	0,02	0,14
	20,9	0,15	0,02	0,15
	20,8	0,15	0,01	0,15
	20,7	0,15	0,02	0,15
3	30,5	0,23	0,04	0,30
	30,1	0,22	0,04	0,31
	29,8	0,22	0,03	0,32
	29,7	0,22	0,04	0,32
	30,4	0,23	0,04	0,32
4	40,5	0,30	0,13	0,71
	40,0	0,30	0,14	0,72
	40,2	0,30	0,14	0,73
	40,4	0,30	0,14	0,74
	40,1	0,30	0,14	0,75
5	50,7	0,38	0,26	1,07
	50,6	0,37	0,27	1,09
	50,7	0,38	0,28	1,10
	50,2	0,37	0,29	1,10
	49,9	0,37	0,30	1,11
6	60,1	0,45	0,42	1,36
	61,0	0,45	0,43	1,42
	59,9	0,44	0,44	1,44
	60,1	0,45	0,45	1,45
	59,9	0,44	0,46	1,47
7	69,6	0,52	0,62	1,83
	70,4	0,52	0,67	1,87
	70,5	0,52	0,66	1,90
	70,3	0,52	0,68	1,93
	70,8	0,52	0,69	1,95
8	79,8	0,59	0,89	2,42
	80,5	0,60	0,94	2,52
	81,0	0,60	0,97	2,59
	79,8	0,59	0,99	2,61
	80,2	0,59	1,00	2,64
9	89,6	0,66	1,29	3,31
	90,2	0,67	1,39	3,51
	90,2	0,67	1,46	3,65
	90,2	0,67	1,51	3,74
	90,3	0,67	1,55	3,84
10	71,1	0,53	1,77	5,03
	70,5	0,52	1,77	5,04
	70,1	0,52	1,77	5,05
	69,8	0,52	1,78	5,06
	69,5	0,52	1,78	5,07

Tabela A.8 - Resultados do ensaio do espécime E8L 10-3 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,5	0,15	0,03	0,00
	20,4	0,15	0,02	0,00
	20,4	0,15	0,03	0,00
	20,3	0,15	0,03	0,00
	20,3	0,15	0,03	0,00
2	40,2	0,30	0,08	0,01
	40,6	0,30	0,08	0,00
	40,3	0,30	0,08	0,01
	40,2	0,30	0,08	0,01
	40,1	0,30	0,08	0,01
3	60,4	0,45	0,17	0,01
	60,9	0,45	0,17	0,01
	60,5	0,45	0,18	0,01
	60,2	0,45	0,18	0,01
	60,0	0,44	0,18	0,01
4	80,7	0,60	0,29	0,01
	80,6	0,60	0,31	0,01
	80,1	0,59	0,31	0,02
	80,6	0,60	0,32	0,02
	80,2	0,59	0,32	0,02
5	99,6	0,74	0,47	0,09
	100,8	0,75	0,50	0,10
	101,3	0,75	0,51	0,11
	100,4	0,74	0,51	0,12
	100,9	0,75	0,52	0,12
6	119,9	0,89	0,73	0,26
	120,4	0,89	0,77	0,29
	120,8	0,90	0,80	0,32
	120,4	0,89	0,82	0,35
	120,4	0,89	0,83	0,36
7	129,6	0,96	0,97	0,51
	130,9	0,97	1,01	0,54
	130,2	0,96	1,03	0,55
	130,4	0,97	1,05	0,57
	130,6	0,97	1,06	0,57
8	140,6	1,04	1,27	0,70
	140,5	1,04	1,31	0,74
	139,2	1,03	1,34	0,76
	140,6	1,04	1,37	0,77
	140,5	1,04	1,39	0,78
9	150,2	1,11	1,63	0,93
	151,6	1,12	1,72	0,98
	151,6	1,12	1,80	1,01
	149,9	1,11	1,84	1,03
	150,9	1,12	1,88	1,04

Tabela A.8 - Resultados do ensaio do espécime E8L 10-3 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
10	160,3	1,19	2,42	1,18
	160,4	1,19	2,53	1,22
	160,9	1,19	2,62	1,24
	159,5	1,18	2,68	1,27
	160,0	1,19	2,74	1,29
11	165,7	1,23	3,72	1,84
	167,4	1,24	3,82	1,92
	166,8	1,24	3,92	2,04
	166,7	1,23	4,02	2,15
	168,5	1,25	4,15	2,31
12	168,1	1,25	4,47	2,84
	168,9	1,25	4,64	3,11
	170,4	1,26	4,79	3,39
	170,1	1,26	4,96	3,73
	170,9	1,27	5,13	4,08
13	170,4	1,26	5,40	4,90
	172,3	1,28	5,73	5,31
	170,2	1,26	6,12	41,82
	132,3	0,98	6,19	41,84
	131,1	0,97	6,19	41,84

Tabela A.9 - Resultados do ensaio do espécime E9L 12-3 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	19,7	0,15	0,03	0,03
	21,0	0,16	0,03	0,02
	21,2	0,16	0,03	0,03
	20,9	0,16	0,03	0,03
	20,8	0,15	0,03	0,03
2	40,8	0,30	0,06	0,06
	41,4	0,31	0,06	0,06
	41,0	0,30	0,06	0,06
	40,8	0,30	0,06	0,06
	40,6	0,30	0,06	0,06
3	59,9	0,44	0,09	0,08
	60,6	0,45	0,09	0,09
	60,2	0,45	0,09	0,09
	60,0	0,44	0,09	0,09
	60,9	0,45	0,09	0,09
4	81,2	0,60	0,14	0,12
	80,6	0,60	0,15	0,12
	80,2	0,59	0,15	0,12
	80,0	0,59	0,15	0,13
	80,4	0,60	0,15	0,13
5	100,8	0,75	0,24	0,16
	100,8	0,75	0,26	0,17
	100,0	0,74	0,27	0,17
	99,4	0,74	0,27	0,17
	100,3	0,74	0,28	0,17
6	107,9	0,80	0,31	0,19
	119,9	0,89	0,43	0,23
	119,7	0,89	0,46	0,24
	120,4	0,89	0,48	0,25
	121,6	0,90	0,49	0,26
7	140,9	1,04	0,63	0,34
	140,0	1,04	0,67	0,35
	140,9	1,04	0,69	0,36
	140,1	1,04	0,70	0,37
	140,1	1,04	0,71	0,37
8	150,7	1,12	0,77	0,42
	160,5	1,19	0,86	0,48
	170,2	1,26	1,00	0,58
	179,4	1,33	1,16	0,72
	181,6	1,34	1,24	0,79
9	190,7	1,41	1,52	1,04
10	199,2	1,48	1,61	1,13
11	208,7	1,55	1,82	1,35
	210,0	1,56	1,96	1,48
	211,0	1,56	2,07	1,60

Tabela A.9 - Resultados do ensaio do espécime E9L 12-3 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
11	211,3	1,57	2,27	1,80
12	220,6	1,63	2,38	1,91
13	226,8	1,68	2,65	2,18
14	231,0	1,71	2,83	2,37
	230,5	1,71	3,03	2,57
15	209,0	1,55	5,96	5,58
16	216,9	1,61	6,47	6,15
17	210,3	1,56	7,20	6,86
	207,9	1,54	7,75	7,45
18	201,1	1,49	8,25	7,90
19	184,6	1,37	9,84	9,37
	184,5	1,37	10,38	9,87
20	179,5	1,33	10,78	10,32
21	158,4	1,17	11,85	11,12
22	151,7	1,12	11,93	11,15

Tabela A.10 - Resultados do ensaio do espécime E10R 8-3 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,3	0,15	0,01	0,00
	20,6	0,15	0,02	0,00
	20,4	0,15	0,01	0,00
	20,2	0,15	0,01	0,00
	20,1	0,15	0,01	0,00
2	40,7	0,30	0,01	0,00
	40,5	0,30	0,01	0,00
	40,2	0,30	0,01	0,00
	40,0	0,30	0,01	0,00
	40,2	0,30	0,02	0,00
3	61,3	0,45	0,01	0,00
	60,8	0,45	0,01	0,00
	60,5	0,45	0,02	0,00
	60,4	0,45	0,02	0,00
	60,2	0,45	0,01	0,00
4	80,4	0,60	0,02	0,00
	80,4	0,60	0,01	0,00
	80,4	0,60	0,01	0,00
	80,1	0,59	0,01	0,00
	79,9	0,59	0,01	0,00
5	101,7	0,75	0,02	0,00
	100,4	0,74	0,02	0,00
	100,8	0,75	0,02	0,00
	100,4	0,74	0,01	0,00
	100,1	0,74	0,02	0,00
6	120,6	0,89	0,02	0,00
	120,8	0,89	0,02	0,00
	120,6	0,89	0,02	0,00
	121,1	0,90	0,02	0,00
	120,7	0,89	0,02	0,00
7	140,3	1,04	0,02	0,00
	140,0	1,04	0,02	0,00
	140,1	1,04	0,02	0,00
	140,6	1,04	0,02	0,00
	141,0	1,04	0,03	0,00
8	160,7	1,19	0,03	0,00
	160,3	1,19	0,03	0,00
	161,1	1,19	0,03	0,00
	160,4	1,19	0,03	0,00
	160,0	1,18	0,03	0,00
9	179,6	1,33	0,05	0,00
	180,7	1,34	0,07	0,00
	179,9	1,33	0,07	0,00
	179,8	1,33	0,08	0,00
	179,5	1,33	0,09	0,00

Tabela A.10 - Resultados do ensaio do espécime E10R 8-3 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
10	199,9	1,48	0,13	0,00
	200,8	1,49	0,14	0,00
	200,7	1,49	0,15	0,00
	200,3	1,48	0,16	0,00
	200,1	1,48	0,18	0,00
11	136,0	1,01	2,16	0,00
	135,4	1,00	2,18	0,00
	135,0	1,00	2,19	0,00
	134,6	1,00	2,20	0,00
	134,3	1,00	2,21	0,00

Tabela A.11 - Resultados do ensaio do espécime E11R 10-3 (Continua).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	18,3	0,14	0,00	0,01
	19,2	0,14	0,00	0,01
	19,3	0,14	0,00	0,01
	21,0	0,16	0,00	0,01
	23,2	0,17	0,00	0,01
2	40,6	0,30	0,00	0,01
	39,8	0,29	0,00	0,01
	39,7	0,29	0,00	0,01
	39,9	0,30	0,00	0,01
	39,4	0,29	0,00	0,01
3	58,2	0,43	0,00	0,01
	56,5	0,42	0,00	0,01
	54,1	0,40	0,00	0,01
	50,4	0,37	0,00	0,01
	47,0	0,35	0,00	0,01
4	60,3	0,45	0,00	0,01
	57,7	0,43	0,00	0,01
	56,6	0,42	0,00	0,01
	55,9	0,41	0,00	0,01
	55,3	0,41	0,00	0,01
5	102,9	0,76	0,00	0,01
	102,5	0,76	0,00	0,01
	102,2	0,76	0,00	0,01
	102,1	0,76	0,00	0,01
	101,9	0,76	0,00	0,01
6	121,8	0,90	0,00	0,01
	121,1	0,90	0,00	0,01
	120,8	0,89	0,00	0,01
	120,6	0,89	0,00	0,01
	122,0	0,90	0,00	0,01
7	140,2	1,04	0,00	0,01
	140,6	1,04	0,00	0,01
	140,2	1,04	0,00	0,01
	139,9	1,04	0,00	0,01
	140,3	1,04	0,00	0,01
8	161,1	1,19	0,00	0,01
	161,0	1,19	0,00	0,01
	160,5	1,19	0,00	0,01
	160,2	1,19	0,00	0,01
	160,0	1,19	0,00	0,01
9	182,0	1,35	0,00	0,01
	181,6	1,35	0,00	0,01
	181,2	1,34	0,00	0,01
	180,8	1,34	0,00	0,01
	181,9	1,35	0,00	0,01

Tabela A.11 - Resultados do ensaio do espécime E11R 10-3 (Continuação).

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
10	201,9	1,50	0,00	0,01
	201,8	1,49	0,00	0,01
	202,0	1,50	0,00	0,01
	201,6	1,49	0,00	0,01
	201,3	1,49	0,00	0,01
11	222,6	1,65	0,00	0,01
	221,6	1,64	0,00	0,01
	223,0	1,65	0,00	0,01
	222,5	1,65	0,00	0,01
	222,2	1,65	0,00	0,01
12	240,3	1,78	0,00	0,01
	240,6	1,78	0,00	0,01
	241,4	1,79	0,00	0,01
	240,9	1,78	0,00	0,01
	240,5	1,78	0,00	0,01
13	250,7	1,86	0,00	0,01
	250,3	1,85	0,00	0,01
	250,6	1,86	0,00	0,01
	250,2	1,85	0,00	0,01
	250,0	1,85	0,00	0,01
14	260,5	1,93	0,00	0,01
	260,9	1,93	0,00	0,01
	261,0	1,93	0,00	0,01
	260,9	1,93	0,00	0,01
	261,3	1,94	0,00	0,01
15	271,5	2,01	0,00	0,01
	271,9	2,01	0,00	0,01
16	278,2	2,06	0,00	0,01
	281,6	2,09	0,00	0,01
17	285,8	2,12	0,00	0,01
18	292,7	2,17	0,00	0,01
19	299,1	2,22	0,00	0,01
	300,9	2,23	0,00	0,01
20	310,2	2,30	0,00	0,01
21	314,2	2,33	0,00	0,01
22	321,6	2,38	0,00	0,01
	319,9	2,37	0,00	0,01
23	331,1	2,45	0,00	0,01
	332,1	2,46	0,00	0,01
	332,7	2,46	0,00	0,01
24	341,0	2,53	0,00	0,01
25	348,6	2,58	0,00	0,01
26	357,1	2,65	0,00	0,01
27	360,0	2,67	0,00	0,01
28	208,5	1,54	0,00	0,01
	207,9	1,54	0,00	0,01
	207,4	1,54	0,00	0,01
	207,0	1,53	0,00	0,01
	206,7	1,53	-	-

Tabela A.12 - Resultados do ensaio do espécime E12R 12-3.

Etapa de carga	Carga (kN)	$\pi$ (MPa)	D1 (mm)	D2 (mm)
1	20,3	0,15	0,00	0,00
	20,8	0,15	0,00	0,00
2	32,0	0,24	0,00	0,00
3	40,6	0,30	0,00	0,00
	40,1	0,30	0,00	0,00
4	59,8	0,44	0,00	0,00
	60,6	0,45	0,00	0,00
5	76,8	0,57	0,00	0,00
6	81,6	0,60	0,00	0,01
7	89,9	0,67	0,00	0,00
8	102,1	0,76	0,00	0,01
9	120,4	0,89	0,00	0,01
10	130,5	0,97	0,00	0,01
11	140,0	1,04	0,00	0,01
12	150,9	1,12	0,00	0,01
13	161,3	1,20	0,00	0,01
14	171,2	1,27	0,00	0,01
15	179,9	1,33	0,00	0,01
16	191,3	1,42	0,00	0,01
17	204,2	1,51	0,00	0,01
18	209,7	1,55	0,00	0,01
19	220,7	1,63	0,00	0,01
20	231,1	1,71	0,00	0,01
21	240,3	1,78	0,00	0,01
22	253,6	1,88	0,00	0,02
23	261,3	1,94	0,00	0,02
24	270,3	2,00	0,00	0,02
25	279,8	2,07	0,00	0,02
26	289,5	2,14	0,00	0,02
27	302,8	2,24	0,00	0,02
28	310,5	2,30	0,00	0,02
29	320,5	2,37	0,00	0,02
30	333,0	2,47	0,00	0,02
31	341,0	2,53	0,00	0,02
32	360,5	2,67	0,00	0,02
33	363,4	2,69	0,00	0,02
34	372,3	2,76	0,00	0,02
35	382,1	2,83	0,00	0,02
36	401,3	2,97	0,00	0,02
37	483,0	3,58	-	-

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)