

**AVALIAÇÃO DA TEORIA ATRITO - CISALHAMENTO EM  
CONCRETO LEVE E DE ALTA RESISTÊNCIA**

**PATRICIA DA SILVA PEREIRA**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE - UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ  
MARÇO - 2016**

# AVALIAÇÃO DA TEORIA ATRITO - CISALHAMENTO EM CONCRETO LEVE E DE ALTA RESISTÊNCIA

PATRICIA DA SILVA PEREIRA

“Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”.

Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE - UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ  
MARÇO - 2016

# AVALIAÇÃO DA TEORIA ATRITO - CISALHAMENTO EM CONCRETO LEVE E DE ALTA RESISTÊNCIA

PATRICIA DA SILVA PEREIRA

“Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”.

Aprovada em 10 de março de 2016.

Comissão examinadora:

---

Prof<sup>a</sup> Patricia Habib Hallak, D. Sc. - UFJF

---

Rancés Castillo Lara, D. Sc. - LECIV - UENF

---

Prof<sup>a</sup> Vânia José Karam, D. Sc. - LECIV - UENF

---

Prof. Sergio Luis González Garcia, D. Sc. - LECIV - UENF  
Orientador

*“Porque o Senhor dá a sabedoria, e da sua boca vem o conhecimento e o entendimento. Ele reserva a verdadeira sabedoria para os retos; é escudo para os que caminham na sinceridade, guarda as veredas do juízo e preserva o caminho dos seus santos.” (Provérbios 2: 6-8)*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por sua grandeza em minha vida, por me dar forças, direção e sabedoria constantemente.

Agradeço aos meus pais, José Antônio e Fátima e ao meu irmão Mateus pela paciência, compreensão, carinho e amor. Em especial à minha mãe, pelo cuidado, dedicação incansável e por me fortalecer através da sua oração.

À tia Lú, minha segunda mãe, por nunca medir esforços para me ajudar em todos os momentos da minha vida.

Ao meu noivo Ricardo, por todo amor, companheirismo e apoio incondicional. Obrigada por acreditar em mim e estar ao meu lado em toda minha caminhada acadêmica.

Às minhas queridas amigas: Mônica, que acompanhou todas as etapas dessa caminhada me dando apoio e incentivo diariamente e à Jaíne, por sua valiosa amizade, com quem pude contar sempre.

Aos meus amigos: Allonso que mesmo não fazendo parte desta empreitada sempre o levei ao meu lado, ao Diogo pelo companheirismo e incentivo, ao Márcio pela amizade e disponibilidade, ao meu irmão de coração Rafael, por torcer e vibrar com minhas conquistas. Ao Maurício e Robério, pela parceria durante todos esses anos.

A todos os meus amigos que participaram indiretamente desta caminhada, e que são luz na minha vida, em especial à Laura Espinato e Laura Junger, por toda preocupação, e à Simone que é minha fiel intercessora.

Ao professor Sergio González, pela valiosa orientação, por tantos ensinamentos transmitidos, pelo incentivo à realização desta pesquisa e pela amizade compartilhada, minha eterna gratidão.

Ao bolsista de iniciação Kaique, pelo auxílio durante a realização dos ensaios.

Ao técnico Milton, pela amizade e ajuda prestada.

À empresa Mizu, pelo fornecimento do cimento utilizado nesta pesquisa.

À Faperj pela contribuição financeira para o desenvolvimento desta pesquisa.

## ÍNDICE

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>ix</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>xv</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS .....</b>	<b>xvi</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xviii</b>
<b>CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 - Considerações iniciais .....	1
1.2 - Objetivos .....	3
1.3 - Apresentação do trabalho .....	4
<b>CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1 - Considerações iniciais .....	6
2.2 - Mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento em interfaces de concreto .....	7
2.2.1 - Transferência de cisalhamento pela superfície de contato .....	8
2.2.2 - Transferência de cisalhamento pela armadura transversal à interface .....	9
2.3 - Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento da interface .....	9
2.4 - Transferência de tensão de cisalhamento em diferentes tipos de concreto....	10
2.5 - Modelos teóricos para avaliação da resistência ao cisalhamento.....	13
2.5.1 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	13
2.5.2 -Teoria atrito-cisalhamento.....	15
2.6 - Expressões teóricas para obtenção da tensão última de cisalhamento para concreto leve e de alta resistência .....	19
2.6.1 - Raths (1977) .....	19
2.6.2 - Mattock (2001) .....	19
2.7 - Modelos experimentais para obtenção da tensão última de cisalhamento para concreto leve .....	21
2.7.1- Mattock <i>et al.</i> (1976) .....	21
2.7.2 - Hoff (1993) .....	24

2.7.3 - Emiko <i>et al.</i> (2011) .....	25
2.7.4 - Shaw e Sneed (2014) .....	28
2.8 - Modelos experimentais para obtenção da tensão última de cisalhamento para concreto de alta resistência.....	31
2.8.1 - Lin e Chen (1989) .....	31
2.8.2 - Walraven e Stroband (1994) .....	32
2.8.3 - Kahn e Mitchell (2002) .....	33
2.8.4 - Mansur <i>et al.</i> (2008).....	36
2.9 - Recomendações práticas de normas para atrito- cisalhamento .....	38
<b>CAPÍTULO III - PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>40</b>
3.1 - Considerações iniciais .....	40
3.2 - Caracterização dos materiais.....	40
3.2.1 - Cimento Portland .....	40
3.2.2 - Agregado graúdo .....	40
3.2.3 - Agregado miúdo.....	42
3.2.4 - Água.....	42
3.2.5 - Superplastificante.....	43
3.2.6 - Armaduras.....	43
3.3 - Detalhes dos corpos de prova.....	44
3.4 - Formas.....	48
3.5 - Traço dos concretos.....	48
3.6 - Concretagem e cura dos corpos de prova .....	49
3.7 - Caracterização mecânica dos concretos .....	50
3.8 - Instrumentação e procedimentos de ensaios.....	52
<b>CAPÍTULO IV - RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....</b>	<b>56</b>
4.1 - Considerações iniciais .....	56
4.2 - Resultados dos ensaios de pré-fissuração .....	56
4.3 - Resultados dos ensaios de <i>push-off</i> .....	57
4.4 - Comportamento geral dos corpos de prova tipo <i>push-off</i> .....	58
4.4.1 - Comportamento dos corpos de prova tipo <i>push-off</i> realizados com concreto leve - Série A.....	59

4.4.1.1 - Corpo de prova tipo push-off L-PO-1-4,79 .....	59
4.4.1.2 - Corpo de prova tipo push-off L-PO-1-7,64 .....	61
4.4.1.3 - Corpo de prova tipo push-off L-PO-1-10,20 .....	64
4.4.1.4 - Corpo de prova tipo push-off L-PO-1-12,71 .....	66
4.4.2 - Comportamento dos corpos de prova tipo <i>push-off</i> realizados com concreto normal - Série B .....	69
4.4.2.1 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-1-4,79 .....	69
4.4.2.2 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-1-7,64 .....	72
4.4.2.3 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-1-10,20.....	74
4.4.2.4 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-1-12,71.....	76
4.4.3 - Comportamento dos corpos de prova tipo <i>push-off</i> realizados com concreto normal - Série C .....	79
4.4.3.1 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-2-4,79 .....	79
4.4.3.2 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-2-7,64 .....	82
4.4.3.3 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-2-10,20.....	84
4.4.3.4 - Corpo de prova tipo push-off N-PO-2-12,71.....	86
4.5 - Resultados de deformação da armadura na pré-fissuração e no ensaio <i>push-off</i> .....	89
<b>CAPÍTULO V- ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>92</b>
5.1 - Considerações iniciais .....	92
5.2 - Avaliação do comportamento dos corpos de prova .....	92
5.3 - Resistência última de cisalhamento .....	96
5.4 - Influência da resistência do concreto .....	101
5.5 - Comparação dos valores de tensão última de cisalhamento obtidos por equações propostas por pesquisadores e norma .....	102
5.6 - Análise da superfície de ruptura.....	105
<b>CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS ..</b>	<b>108</b>
6.1 - Considerações gerais .....	108
6.2 - Sugestões para trabalhos futuros .....	109
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>110</b>



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Exemplos de transferência de cisalhamento: (a) Dente Gerber; (b) Viga composta; (c) Mísula (Adaptado de Rahal, 2010 e Ahmed e Ansell, 2010) .....	1
Figura 2- Modelo dente de serra (Santos e Júlio, 2012) .....	2
Figura 3 - Mecanismo de transferência de cargas (Zilch e Reinecke, 2000).....	2
Figura 4- Modelos de ruptura por cisalhamento .....	7
Figura 5 - Mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento numa interface de concreto com superfície rugosa ( Araújo,1997).....	7
Figura 6 - Comportamento do concreto leve e normal quando submetidos a forças de compressão. (Adaptada de Gerritse, 1981).....	11
Figura 7 - Perfil fissurado e deformações por atrito- cisalhamento de um concreto de alta resistência e normal(Adaptado de Ali and White, 1999).....	13
Figura 8 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	14
Figura 9 - Teoria atrito-cisalhamento: a) força de atrito agindo entre duas superfícies em contato; b) tração na armadura transversal devido às suas rugosidades e reação no concreto.....	16
Figura 10 - Corpo de prova de Hoff (1993) .....	24
Figura 11 - Corpo de prova de teste de Emiko <i>et al.</i> (2011).....	26
Figura 12 - Corpo de prova de Shaw e Sneed (2014).....	29
Figura 13- Relação entre a resistência ao cisalhamento último e a tensão de confinamento. (Adaptada de Lin e Chen,1989).....	32
Figura 14 - Corpo de prova de Walraven e Stroband(1994) .....	32
Figura 15 - Corpo de prova push-off.( Adaptada de Kahn e Mitchell, 2002) .....	34
Figura 16 - Dimensões do corpo de prova e detalhes da armadura de Mansur <i>et al.</i> (2008).....	36
Figura 17 - Esquema de ensaio para avaliação da absorção de água.....	42
Figura 18 - Curva tensão vs. deformação da armadura de diâmetro nominal 8 mm.	43
Figura 19 - Armadura de 8 mm após ruptura .....	44
Figura 20 - Análise de tensões do corpo de prova utilizando o software SAP®(2000) .....	45
Figura 21 - Dimensionamento pelo modelo de bielas e tirantes utilizando o software CAST®.....	45

Figura 22 - Detalhes dos corpos de prova e corte A- A (dimensões em mm) .....	47
Figura 23 - Detalhes da taxa de armadura dos corpos de prova (dimensões em mm) .....	47
Figura 24 - Forma metálica para produção dos corpos de prova. ....	48
Figura 25 - Concretagem utilizando mesa vibratória .....	50
Figura 26 - Ensaio de resistência à compressão.....	51
Figura 27 - Configuração do ensaio de resistência à tração na flexão.....	52
Figura 28 - Disposição do ensaio de resistência à tração indireta .....	52
Figura 29 - Superfícies de ruptura dos corpos de prova após o ensaio de tração indireta para os diferentes tipos de traço .....	52
Figura 30 - Esquema e ensaio de pré-fissuração.....	53
Figura 31 - Esquema do ensaio <i>push-off</i> . ....	54
Figura 32 - Estribos instrumentados com <i>strain gage</i> . ....	54
Figura 33 - <i>Setup</i> de ensaio .....	55
Figura 34 - Detalhe do <i>setup</i> de ensaio. ....	55
Figura 35 - Curva carga vs fissura inicial do corpo de prova L-PO-1-12,71 .....	57
Figura 36 - Corpo de prova após ruptura .....	58
Figura 37 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-4,79.....	59
Figura 38 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-4,79 .....	60
Figura 39 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-4,79 durante o ensaio .....	60
Figura 40 - Pré-fissuração do corpo de prova L-PO-1-4,79 .....	61
Figura 41 - Corpo de prova L-PO-1-4,79 no momento do ensaio e após ruptura .....	61
Figura 42 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-7,64.....	62
Figura 43 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-7,64 .....	62
Figura 44 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-7,64 durante o ensaio .....	63
Figura 45 - Pré-fissuração do corpo de prova L-PO-1-7,6 .....	63
Figura 46 - Corpo de prova L-PO-1-7,64 no momento do ensaio e após ruptura .....	64
Figura 47 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-10,20.....	64

Figura 48 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-10,20 ....	65
Figura 49 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-10,20 durante o ensaio .....	65
Figura 50 - Pré fissuração do corpo de prova L-PO-1-10,20.....	66
Figura 51 - Corpo de prova L-PO-1-10,20 no momento do ensaio e após ruptura ...	66
Figura 52 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-12,71 .....	67
Figura 53 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-12,71 ....	67
Figura 54 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-12,71 durante o ensaio .....	68
Figura 55 - Pré - fissuração do corpo de prova L-PO-1-12,71.....	68
Figura 56 - Corpo de prova L-PO-1-12,71 no momento do ensaio e após ruptura ...	69
Figura 57 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-4,79. ....	70
Figura 58 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-4,79 .....	70
Figura 59 - Dilatação do corpo de prova N-PO-1-4,79 durante o ensaio .....	71
Figura 60 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-1-4,79.....	71
Figura 61- Corpo de prova N-PO-1-4,79 no momento do ensaio e após ruptura.....	72
Figura 62 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-7,64. ....	72
Figura 63 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-7,64.	73
Figura 64 - Dilatação do corpo de prova N-PO-1-7,64 durante o ensaio .....	73
Figura 65 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-1-7,64.....	74
Figura 66 - Corpo de prova N-PO-1-7,64 no momento do ensaio e após ruptura.....	74
Figura 67 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) do corpo de prova N-PO-1-10,20 .....	75
Figura 68 - Curva tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) do corpo de prova N-PO-1-10,20 .....	75
Figura 69 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-1-10,20.....	76
Figura 70 - Corpo de prova N-PO-1-10,20 no momento do ensaio e após a ruptura	76
Figura 71 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversa (w) do corpo de prova N-PO-1-12,71. ....	77

Figura 72 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-12,71 ...	77
Figura 73 - Dilatação do corpo de prova N-PO-1-12,71 durante o ensaio .....	78
Figura 74 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-1-12,71 .....	78
Figura 75 - Corpo de prova N-PO-1-12,71 no momento do ensaio e após ruptura...	79
Figura 76 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-4,79. ....	80
Figura 77 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-4,79 .....	80
Figura 78 - Dilatação do corpo de prova N-PO-2-4,79 durante o ensaio .....	81
Figura 79 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-2-4,79 .....	81
Figura 80 - Corpo de prova N-PO-2-4,79 no momento do ensaio e após ruptura.....	82
Figura 81 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-7,64. ....	82
Figura 82 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal e transversal do corpo de prova N-PO-2-7,64 .....	83
Figura 83 - Dilatação do corpo de prova N-PO-2-7,64 durante o ensaio .....	83
Figura 84 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-2-7,64 .....	84
Figura 85 - Corpo de prova N-PO-2-7,64 no momento do ensaio e após ruptura.....	84
Figura 86 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-10,20. ....	85
Figura 87 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal e transversal do corpo de prova N-PO-2-10,20 .....	85
Figura 88 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-2-10,20 .....	86
Figura 89 - Corpo de prova N-PO-2-10,20 no momento do ensaio e após ruptura...	86
Figura 90 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-12,71. ....	87
Figura 91 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal e transversal do corpo de prova N-PO-2-12,71 .....	87
Figura 92 - Dilatação do corpo de prova N-PO-2-12,71 durante o ensaio .....	88
Figura 93 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-2-12,71 .....	88
Figura 94 - Corpo de prova N-PO-2-12,71 no momento do ensaio e após ruptura...	89
Figura 95 - Deformação da armadura transversal da série A na pré-fissuração .....	89
Figura 96 - Deformação da armadura transversal da série B na pré-fissuração .....	90

Figura 97 - Deformação da armadura transversal da série C na pré-fissuração .....	90
Figura 98 - Deformação da armadura transversal da série B e C no ensaio <i>push-off</i> .....	90
Figura 99- Tensão de cisalhamento normalizada por $f_{cm}$ vs deslocamento longitudinal para a série A.....	93
Figura 100 - Tensão de cisalhamento normalizada por $\sqrt{f_{cm}}$ vs deslocamento longitudinal para a série A.....	93
Figura 101 - Tensão de cisalhamento normalizada por $f_{cm}$ vs deslocamento longitudinal para a série B.....	94
Figura 102 - Tensão de cisalhamento normalizada por $\sqrt{f_{cm}}$ vs deslocamento longitudinal para a série B.....	94
Figura 103 - Tensão de cisalhamento normalizada por $f_{cm}$ vs deslocamento longitudinal para a série C.....	95
Figura 104 - Tensão de cisalhamento normalizada por $\sqrt{f_{cm}}$ vs deslocamento longitudinal para a série C.....	95
Figura 105 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $f_{cm}$ obtidos no ensaio e calculados segundo o ACI 318 (2014).....	97
Figura 106 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $f_{cm}$ .....	98
Figura 107 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $\sqrt{(f_{cm})}$ obtidos nos ensaios e calculados segundo o ACI 318 (2014) .....	98
Figura 108 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $\sqrt{(f_{cm})}$ .....	99
Figura 109 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $f_{c,sp}$ obtidos nos ensaios e calculados segundo o ACI 318 (2014)	99
Figura 110 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $f_{c,sp}$ .....	100
Figura 111 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $f_{ct,f}$ .....	100
Figura 112 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por $f_{ct,f}$ .....	101

Figura 113 - Valores individuais para tensão última de cisalhamento vs resistência do concreto para as diferentes tensões de confinamento .....	102
Figura 114 - Valores médios de tensão última de cisalhamento vs resistência do concreto para as diferentes tensões de confinamento .....	102
Figura 115 - Valores experimentais de $\tau_u$ vs valores obtidos usando expressões de diferentes pesquisadores para concreto leve .....	104
Figura 116 - Valores experimentais de $\tau_u$ vs valores obtidos usando expressões de diferentes pesquisadores para concreto normal de alta resistência.....	104
Figura 117 - Superfície de ruptura dos corpos de prova da série A .....	106
Figura 118 - Superfície de ruptura dos corpos de prova da série B .....	106
Figura 119 - Superfície de ruptura dos corpos de prova da série C .....	106

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -Sumário de equações disponíveis para transferência de cisalhamento. (Adaptada de Mansur, 2008).....	18
Tabela 2 - Coeficientes de projeto (Mattock, 2001).....	20
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Mattock <i>et al.</i> (1976).....	22
Tabela 4 - Resultados dos ensaios de Hoff (1993). ....	25
Tabela 5 - Detalhes do programa experimental ( Emiko <i>et al.</i> , 2011). ....	26
Tabela 6 - Resultados dos ensaios de Shaw e Sneed(2014).....	30
Tabela 7 - Resultados dos ensaios de Walraven e Stroband(1994) ....	33
Tabela 8 - Resultados dos ensaios de Kahn e Mitchell (2002).....	35
Tabela 9 - Programa experimental e principais resultados de Mansur <i>et al.</i> (2008)..	37
Tabela 10 - Coeficiente de atrito e tensão última de cisalhamento para diferentes interfaces.....	39
Tabela 11 - Principais características dos agregados graúdos ....	40
Tabela 12 - Composição química da argila expandida 1506.....	41
Tabela 13 - Principais características do agregado miúdo.....	42
Tabela 14 - Propriedades físicas e mecânicas da armadura ....	44
Tabela 15 - Detalhes do programa experimental ....	46
Tabela 16 - Dimensões de corpos de prova e taxas de armadura de pesquisas anteriores e do presente estudo.....	47
Tabela 17 - Quantidade de materiais para produzir um metro cúbico de concreto. ...	48
Tabela 18 – Valores médios de resistência à compressão, tração na flexão e tração indireta .....	51
Tabela 19 - Abertura de fissuras obtidas nos ensaios de pré-fissuração .....	56
Tabela 20- Resultados dos ensaios <i>push-off</i> .....	57
Tabela 21- Valores de resistência última normalizadas para os corpos de prova <i>push-off</i> .....	92
Tabela 22- Tensão última de cisalhamento calculada por equações propostas por diferentes pesquisadores .....	103
Tabela 23 - Avaliação da capacidade de cisalhamento última pela ACI 318 (2014) .....	105

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS

- Letras romanas maiúsculas

$A_c$  : área da interface de concreto

$A_s$  : área da armadura transversal

$C_s$  : coeficiente dependente da massa específica do concreto

$E$  : módulo de elasticidade

$P$  : força normal

$V$  : força cortante

$V_u$  : força cortante última

$T$  : força de tração

- Letras romanas minúsculas

$a, b$  : expoentes que definem a tensão última de cisalhamento

$c$  : coesão

$f_c$  : resistência à compressão do concreto

$f_{cm}$  : resistência à compressão do concreto

$f_{ck}$  : resistência característica do concreto

$f_{ct,f}$  : resistência à tração na flexão do concreto

$f_{sp}$  : resistência à tração indireta do concreto

$f_y$  : tensão de escoamento da armadura

$K_1, K_2, K_3$  : coeficientes que dependem da densidade do concreto

$s$  : deslizamento relativo entre as superfícies

$w$  : abertura de fissura no plano de cisalhamento

- Letras gregas

$\varepsilon_y$  : deformação de escoamento convencional

$\varepsilon_y^*$  : deformação de escoamento correspondente a diagrama tensão vs deformação

$\varepsilon_u$  : deformação última da armadura na ruptura

$\varepsilon_{st}$  : deformação da armadura longitudinal de tração

$\tau$  : tensão de cisalhamento

$\tau_u$  : tensão última de cisalhamento

$\tau_a$  : resistência ao cisalhamento devido a coesão entre as partículas



$\tau_{sf}$  : resistência ao cisalhamento devido ao atrito cisalhante entre as partes de concreto

$\tau_{sr}$  : resistência ao cisalhamento devido a armadura em torno da interface

$\mu$  : coeficiente de atrito

$\rho_w$  : taxa geométrica da armadura transversal

$\lambda$  : constante que depende da massa específica do concreto

$\sigma$  : tensão externa normal ao plano de cisalhamento

$\sigma_s$  : tensão de tração na armadura

$\sigma_1$  e  $\sigma_2$  : tensões normais

$\Phi$  : diâmetro da armadura

$\phi$  : ângulo de atrito interno

- Abreviaturas

ABNT : Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI : American Concrete Institute

LECIV : Laboratório de Engenharia Civil

ELU : Estado Limite Último

UENF : Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

## RESUMO

A teoria atrito-cisalhamento é uma nova abordagem que pode ser considerada como uma versão simplificada dos tradicionais métodos para a concepção de elementos sujeitos a tensões cisalhantes. Neste trabalho, é abordada a resistência à transferência de cisalhamento em concreto com agregado leve e normal de alta resistência. Para avaliar a resistência à transferência de cisalhamento, foram produzidos 12 corpos de prova pré-fissurados do tipo *push-off* e as principais variáveis foram o tipo de agregado, a resistência do concreto e a taxa de armadura transversal. Três tipos de concreto foram produzidos: um concreto leve utilizando argila expandida (30 MPa) e dois concretos com agregado normal de alta resistência (50 MPa) que possuem diferenças em relação ao traço. Os corpos de prova foram pré-fissurados e ensaiados sob cisalhamento direto através do ensaio *push-off* e, através dos resultados, foi possível avaliar o comportamento destes tipos de concreto em relação à transferência de cisalhamento, a influência da taxa de armadura transversal e da resistência do concreto na resistência ao cisalhamento e analisar a superfície de ruptura de cada tipo de concreto vinculando esses resultados aos agregados utilizados. Além disso, foram comparados os resultados obtidos experimentalmente com resultados de equações propostas na literatura e na norma ACI 318 (2014). Entre os resultados obtidos, destaca-se que a diferença relativa de tensão última de cisalhamento do concreto leve em relação ao normal apresentou valores de 22 a 38,4%.

Palavras-chave: concreto leve, concreto normal de alta resistência, *push-off*, teoria atrito-cisalhamento.

## **ABSTRACT**

The shear-friction theory is a new approach which can be accounted as a simplified version of the traditional methods for the design of members subjected to shear stresses. This work deals with the shear transfer strength in concrete with lightweight aggregate and high strength normalweight concrete. To evaluate the shear transfer strength, twelve pre-cracked push-off specimens were produced and the main variables included in the test were type of aggregate, concrete strength and transverse reinforcement ratio. Three types of concrete were made: a lightweight concrete using expanded clay (30 MPa) and two high strength concrete with normalweight aggregate (50 MPa) which have differences regarding the concrete mix. The specimens were pre-cracked and tested under direct shear by the push-off test and the results allowed to evaluate the behavior of these types of concrete concerning the shear transfer, the influence of the transverse reinforcement ratio and the concrete strength in the shear strength and to analyze the failure surface of each concrete type by linking this results to the used aggregates. Furthermore, the results obtained experimentally were compared with results obtained from equations proposed in the literature and in the standard ACI 318 (2014). It can be observed from the results that the relative difference of the ultimate shear strength between lightweight and normalweight concrete ranges from 22 to 38,4%.

## CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

### 1.1 - Considerações iniciais

No dimensionamento de estruturas de concreto armado, há elementos ou partes deles em que a transferência de cisalhamento torna-se crítica através de um plano particular. Alguns casos exigem o cálculo da quantidade de armadura necessária para resistir à transferência de cisalhamento na interface entre dois elementos de concreto que tendem a deslizar relativamente um em relação ao outro. A interface entre uma viga pré-moldada e uma laje moldada “in loco”, a interface entre duas partes de um elemento moldado em tempos diferentes e mísulas são exemplos de casos de transferência de cisalhamento (Figura 1).

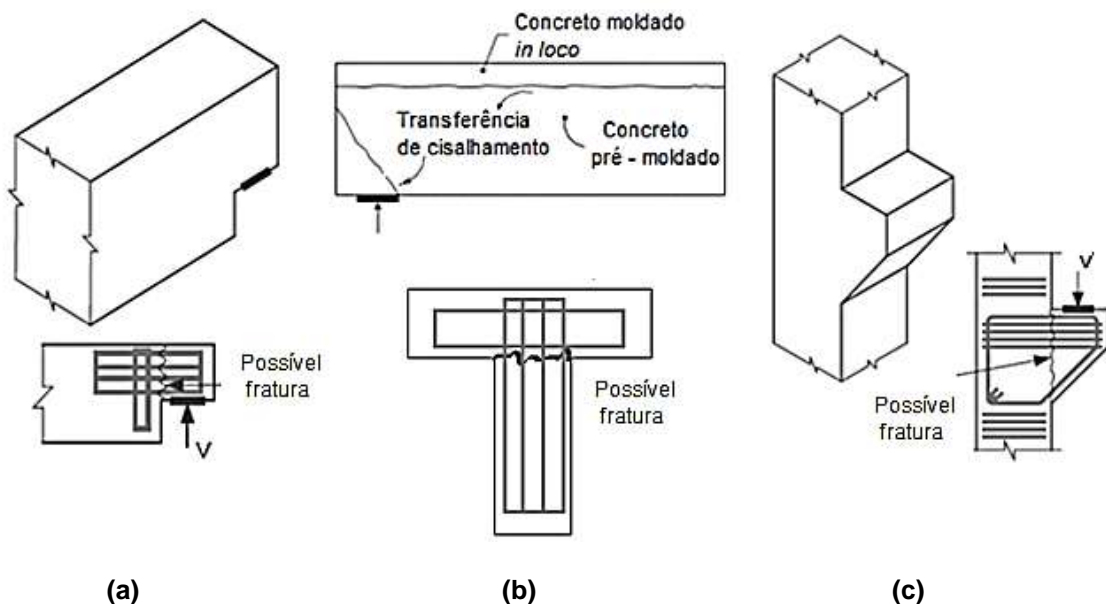
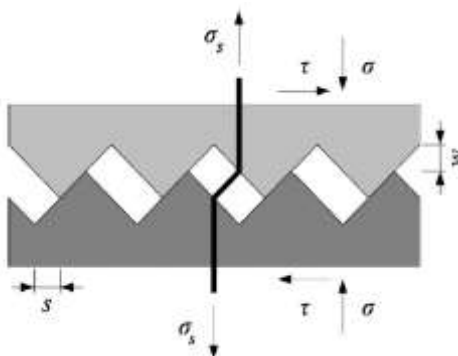


Figura 1- Exemplos de transferência de cisalhamento: (a) Dente Gerber; (b) Viga composta; (c) Mísula (Adaptado de Rahal, 2010 e Ahmed e Ansell, 2010)

Inicialmente proposta em 1966, a teoria atrito-cisalhamento (“*shear friction*”) tem sido adotada para análise da transferência de cisalhamento em interfaces de concreto, permitindo assim a avaliação da resistência da interface concreto-concreto, quando submetida a tensões longitudinais de cisalhamento ao longo do plano de descontinuidade, onde tende a ocorrer a fratura.

A teoria supracitada assume que o mecanismo de transferência de forças de cisalhamento em uma interface de concreto-concreto, submetida simultaneamente a cisalhamento e a forças de compressão, são resistidas

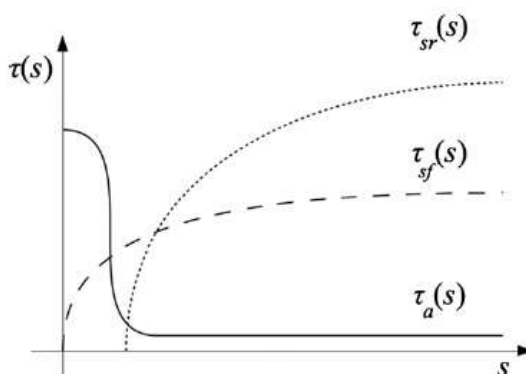
somente por atrito. O modelo “dente de serra” (Figura 2) é adotado para exemplificar os princípios básicos dessa teoria. São levadas em consideração a influência da armadura transversal à interface e as forças externas que atuam normal ao plano de cisalhamento (Santos e Júlio, 2012).



**Figura 2- Modelo dente de serra (Santos e Júlio, 2012)**

O deslizamento relativo das camadas é acompanhado pela separação da superfície e, devido à presença da armadura atravessando a interface, são produzidas tensões de tração durante a separação das interfaces. Para o equilíbrio, tensões de compressão são necessárias, ou seja, a armadura que atravessa a interface desempenha um duplo papel: seu alongamento fornece forças de compressão na interface e o deslizamento gera forças de flexão e cisalhamento na mesma. Assim, o cisalhamento é transmitido através da fissura, pelo engrenamento dos agregados sobre a superfície fissurada e pelo atrito, que ocorre devido a aspereza da interface, combinada com o efeito de pino da armadura que atravessa a superfície fissurada (Ali e White, 1999).

De acordo com Zilch e Reinecke(2000), a resistência ao cisalhamento de uma interface de concreto pode ser descrita como uma combinação de três mecanismos de transferência de carga: a coesão entre as partículas ( $\tau_a$ ); o atrito cisalhante entre as partes de concreto ( $\tau_{sf}$ ) e a armadura de cisalhamento em torno da interface ( $\tau_{sr}$ ) (Figura 3).



**Figura 3 - Mecanismo de transferência de cargas (Zilch e Reinecke, 2000)**

A componente de adesão é originada por ligações químicas entre as partículas do concreto. Quando a capacidade de carga máxima é atingida, ocorre o descolamento na interface concreto-concreto e as tensões cisalhantes são transferidas por um intertravamento mecânico. Se a interface é submetida à compressão, as tensões cisalhantes são transferidas por atrito-cisalhante. Com o aumento relativo do deslocamento entre as partes do concreto, a armadura que atravessa a interface é tracionada e o escoamento pode ocorrer. Portanto, a armadura de cisalhamento induzirá compressão na interface e a força cisalhante será transferida por atrito. Devido ao deslizamento, a armadura de cisalhamento também será sujeita a cisalhamento, identificado como efeito de pino.

Segundo Fonteboa *et al.* (2010), os fatores que afetam a capacidade de atrito-cisalhamento são:

- engrenamento do agregado e atrito: resultado da rugosidade da face fissurada;
- força de compressão aplicada normal à interface: contribui para o aumento do engrenamento do agregado e atrito;
- armadura que atravessa a interface com sua rigidez, refletida como alongamento da armadura transversal à fissura, proporcionando forças de compressão sobre as interfaces, contribuindo para o aumento da força externa e o efeito de pino, que através do deslizamento gera flexão e forças de cisalhamento na armadura;
- resistência do concreto: a ruptura da interface que transmite as forças de cisalhamento resulta na perda de contato, o que, por sua vez, ocorre devido ao esmagamento dos agregados e da matriz de cimento. O esmagamento ocorre quando os constituintes atingem sua capacidade de carga, que está diretamente relacionada com a resistência do concreto.

## **1.2 - Objetivos**

Este trabalho tem por objetivo contribuir com as pesquisas da teoria atrito-cisalhamento em concreto leve e concreto de alta resistência.

Os objetivos específicos são:

- a) apresentar os modelos analíticos e empíricos, disponíveis na literatura, utilizados para avaliação da resistência ao cisalhamento segundo a teoria atrito-cisalhamento;
- b) quantificar a capacidade última ao cisalhamento usando o ensaio *push-off* em concretos com diferentes resistências e densidades do agregado graúdo (brita de argila expandida e granítica), assim como diferentes composições do concreto;
- c) realizar ensaios em corpos de prova *push-off* para obter uma avaliação do comportamento da interface;
- d) avaliar o efeito da taxa de armadura transversal na capacidade última ao cisalhamento;
- e) analisar e comparar os resultados experimentais obtidos neste trabalho com os existentes na literatura.

### **1.3 - Apresentação do trabalho**

No capítulo 2 deste trabalho, é apresentado o princípio teórico que fundamenta a teoria atrito-cisalhamento, os mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento em interfaces de concreto de forma geral, os fatores que influenciam esses mecanismos com ênfase para concreto leve e de alta resistência e os modelos teóricos para avaliação da resistência ao cisalhamento. Algumas expressões teóricas e modelos experimentais encontrados na literatura para obtenção da tensão última de cisalhamento para os dois tipos de concreto também são apresentados. Ao final do capítulo, são apresentadas duas indicações práticas de normas para o dimensionamento de elementos de concreto submetidos a atrito-cisalhamento.

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

No capítulo 4 são apresentados, detalhadamente, os resultados dos ensaios e o comportamento dos corpos de prova submetidos à pré-fissuração e ao ensaio *push-off*.

No capítulo 5, são analisados os resultados dos ensaios em relação ao comportamento dos corpos de prova, à resistência última de cisalhamento e à influência da resistência do concreto. No final do capítulo, a tensão última de cisalhamento obtida é comparada com as calculadas utilizando expressões

sugeridas na literatura, apresentadas no capítulo 2, bem como pela norma do ACI 318 (2014).

No capítulo 6, são apresentadas as conclusões deste trabalho, sendo propostas algumas sugestões para trabalhos futuros.



## CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 - Considerações iniciais

De acordo com Hsu *et al.* (1987), dentro das seções críticas de cisalhamento, o comportamento da transferência de cisalhamento pode ser dividido em duas categorias distintas: transferência de cisalhamento através de um plano não-fissurado e através de um plano inicialmente fissurado.

Na primeira, o cisalhamento aplicado produz “fissuras” numa direção inclinada ao plano de cisalhamento. Uma ação do tipo treliça envolvendo o concreto entre as fissuras (bielas comprimidas) e o tirante (armadura ortogonal tracionada) é formada.

Na segunda, a presença de uma fissura ao longo do plano de cisalhamento, antes da aplicação da carga, previne o desenvolvimento da ação de treliça. Neste caso, a transferência de cisalhamento ocorre devido ao desenvolvimento de um mecanismo completamente diferente. Sob cisalhamento, o elemento de concreto de um lado da fissura tende a deslizar em relação ao outro. Devido à rugosidade e à irregularidade que existem ao longo da superfície fissurada, este deslizamento é acompanhado pela ampliação da fissura.

Como resultado, a armadura que atravessa o plano de cisalhamento fissurado é tracionada, e por sua vez, fornece uma força de confinamento através das faces das fissuras. O cisalhamento aplicado é então resistido, em parte, por atrito entre as duas faces que deslizam e, em parte, pela resistência oferecida pelas saliências das faces fissuradas e pelo efeito de pino da armadura que atravessa a fissura.

Esse pressuposto serviu como base da aplicação da teoria atrito-cisalhamento para a avaliação da capacidade de uma fissura transmitir forças de cisalhamento em concreto estrutural. Pode-se considerar a teoria como uma versão simplificada dos tradicionais métodos para a concepção de elementos sujeitos a tensões cisalhantes, como por exemplo, o dimensionamento pelo modelo de bielas e tirantes.

A ruptura por cisalhamento em um plano pré-fissurado e um não fissurado são mostrados nas Figuras 4a e 4b, respectivamente.

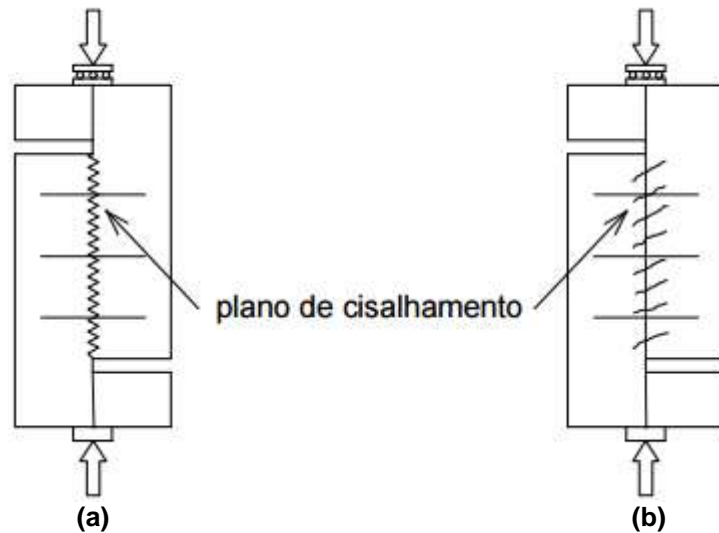


Figura 4- Modelos de ruptura por cisalhamento

## 2.2 - Mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento em interfaces de concreto

Em uma superfície submetida a esforços de cisalhamento, a interface tem uma tendência de deslizamento entre as partes, o que resulta em um movimento de translação. Se a superfície da interface é rugosa, o movimento de translação é acompanhado de um afastamento das peças e da transferência de tensões de cisalhamento. Neste caso, a transferência de tensões se dá pela superfície de contato e pela armadura transversal à interface (Figura 5).

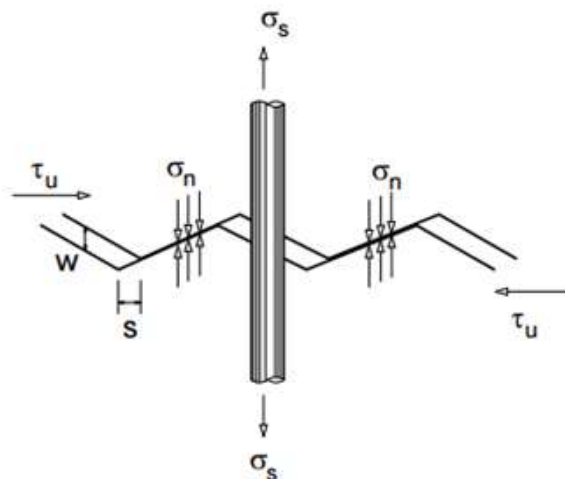


Figura 5 - Mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento numa interface de concreto com superfície rugosa ( Araújo,1997)

Na Figura 5, têm-se que:

$\sigma_s$  é a tensão de tração na armadura;

$\sigma_n$  é a tensão normal à interface de concreto;

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

$s$  é o deslizamento relativo entre as superfícies (*slip*);

$\tau_u$  é a tensão de cisalhamento transmitida pela interface.

### **2.2.1 - Transferência de cisalhamento pela superfície de contato**

O mecanismo de transferência dos esforços de cisalhamento pela superfície de contato é semelhante à transferência de esforços da armadura para o concreto por tensões de aderência. De acordo com Leonhardt (1977), a ação da aderência pode ser dividida em três parcelas:

#### a) transferência por adesão:

A aderência por adesão depende fundamentalmente da rugosidade e da limpeza das partes. Quando ocorre cortante em uma interface de concreto, é o primeiro mecanismo a ser mobilizado. O efeito de aderência fornecido pela adesão não é suficiente para uma boa transferência, tendo sua parcela destruída para pequenos deslizamentos.

#### b) transferência por atrito:

Uma vez rompida a adesão, para um deslizamento ainda pequeno, a aderência por atrito é solicitada, desde que existam tensões transversais à interface. Essas tensões podem ser decorrentes da aplicação de forças externas 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 sem contato, sendo diretamente influenciada pela rugosidade da superfície.

#### c) transferência por ação mecânica.

O terceiro tipo de aderência, por ação mecânica, ocorre a partir 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 é 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. Com o aumento dos esforços de cisalhamento, surgem fissuras na superfície e, conseqüentemente, o deslizamento entre as partes. Portanto, neste momento, não existe a parcela de adesão e a transferência de esforços é garantida somente pelo atrito e pela ação mecânica.

### **2.2.2 - Transferência de cisalhamento pela armadura transversal à interface**

A armadura transversal à interface contribui na transferência de tensões de cisalhamento por efeito de pino, que é acionada toda vez que ocorre deslizamento na superfície de cisalhamento. 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.

### **2.3 - Fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento da interface**

Segundo Araújo (1997), os principais fatores que influenciam a resistência da interface aos esforços de cisalhamento são:

- a) resistência do concreto: a resistência ao cisalhamento aumenta com a resistência dos concretos em contato. No caso de peças compostas com concretos de resistências diferentes, a resistência ao cisalhamento é controlada pelo concreto de menor resistência;
- b) aderência da superfície de contato: os elementos com superfície de contato aderente apresentam, inicialmente, comportamento idêntico ao dos elementos monolíticos. Por outro lado, no caso de não haver aderência, o deslizamento e a separação são muito significativos desde o início e a resistência última sofre uma redução significativa;
- c) rugosidade da superfície de contato: a resistência ao deslizamento aumenta com a rugosidade da superfície de contato;

d) armadura transversal: para pequenos valores de deslizamento, a quantidade de armadura transversal tem pouca influência na resistência da ligação. Assim, se a ruptura da ligação for definida pela condição de limitação do valor do deslizamento na superfície de contato, por exemplo,  $s = 0,1$  mm, a contribuição da armadura terá pouca influência na resistência. Entretanto, no Estado Limite Último (ELU), a resistência já é bastante influenciada pela quantidade e resistência da armadura transversal. Nesse caso, ela apresenta uma dupla função, pois, com o deslizamento da superfície de contato, por um lado resiste diretamente ao esforço de corte (efeito de pino) e, por outro, aumenta a resistência por atrito devido às tensões normais que são aplicadas à interface.

#### **2.4 - Transferência de tensão de cisalhamento em diferentes tipos de concreto**

Embora algumas pesquisas sobre transferência de cisalhamento vêm sendo relatadas, existem ainda poucos estudos sobre o comportamento de concreto leve e de alta resistência.

Para compreender ou mesmo prever os parâmetros que expressam o comportamento do concreto leve e de alta resistência, é importante compreender a transmissão de forças que depende da rigidez dos componentes e da aderência interna.

A resistência ao deslizamento ao longo de um plano de cisalhamento em concreto leve é menor do que em concreto de peso normal e isto se deve ao fato de que o agregado leve permite que as fissuras penetrem mais facilmente através do agregado, ao invés de ocorrer em torno do agregado, como acontece em concreto de peso normal, ou seja, no concreto leve, a fissuração está associada com a fragmentação do agregado, uma vez que a resistência do agregado é comparável à resistência da matriz e a “fissura de face-lisa” resultante é menos eficaz na transmissão de tensão de cisalhamento (Emiko, *et. al.*, 2011).

Gerritse (1981) comparou valores da resistência à compressão (sendo esta uma combinação da resistência da argamassa e da resistência do agregado) e do módulo de elasticidade (E) para agregados leves, para a matriz de argamassa e para agregado de peso normal. Para agregados leves ( $E_{\text{agregado}} < E_{\text{argamassa}}$ ), a transferência de forças ocorre através da matriz da

argamassa. A fratura ocorre através dos agregados como mostrado na Figura 6a.

Para os agregados de peso normal, as tensões na argamassa são reduzidas porque a aderência entre a argamassa e as partículas do agregado é menor do que a resistência das partículas de agregado. Com isso, a fratura que ocorre se estende por fissuras iniciais em torno das partículas dos agregados conforme representado na Figura 6b.

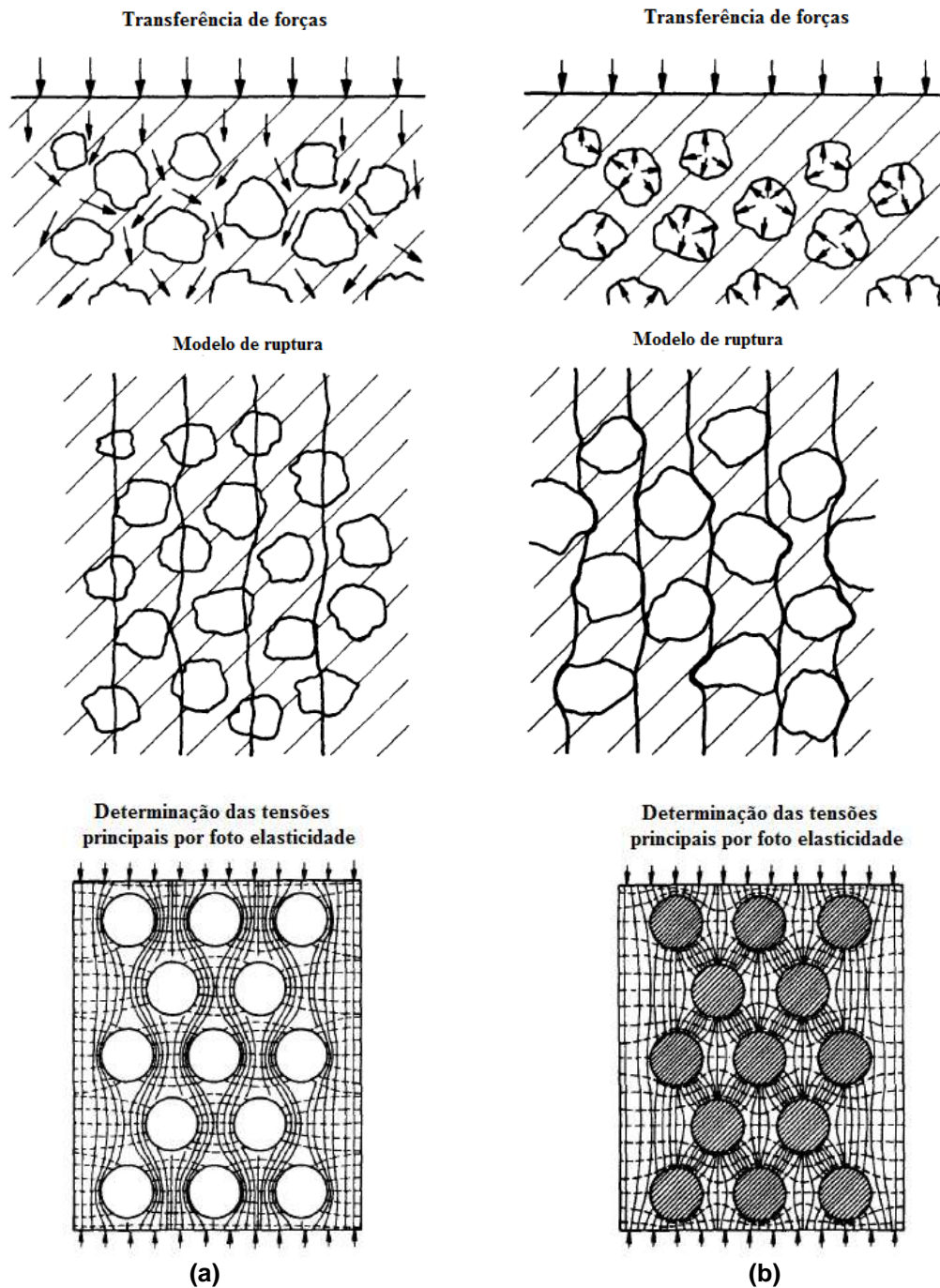


Figura 6 - Comportamento do concreto leve e normal quando submetidos a forças de compressão. (Adaptada de Gerritse, 1981)

A diferença na resistência ao cisalhamento entre concretos leves e concretos de agregado normal de mesma resistência à compressão foi mostrada no trabalho experimental de Mattock *et al.* (1976), que ao abrir alguns corpos de prova *push-off* após o teste, constataram que a face fraturada do concreto normal era mais rugosa do que do leve.

Em concreto de agregado normal, a resistência de união entre a argamassa e as partículas do agregado é menor do que a resistência à tração das partículas de agregado. Fissuras geralmente se propagam em torno das partículas de agregado, produzindo uma superfície rugosa. Porém, em concreto leve, a ligação entre a matriz e a partícula de agregado é aparentemente maior do que a resistência à tração das partículas de agregado. Neste caso, portanto, as fissuras se propagam através do agregado, resultando numa face fissurada mais lisa.

Para concretos de alta resistência, o comportamento também é similar. A elevada resistência da matriz faz com que a resistência do agregado graúdo seja aproximadamente similar a da matriz, levando a padrões de ruptura similares aos de concreto leve (Sagasetta, 2011).

Segundo Walraven e Stroband (1994), em concretos de alta resistência, contudo, a matriz de cimento é suficientemente forte para causar fraturas das partículas de agregado e, como resultado, as faces fissuradas são relativamente lisas, de modo que a capacidade de atrito-cisalhamento possui tendência a se reduzir. Isso se confirmou também por Taerwe (1993), que mostrou que a rugosidade global de uma interface fraturada é menor para concretos com uma resistência mais baixa.

De acordo com Taerwe (1993), à medida que aumenta a resistência do concreto, o ramo descendente da curva de tensão-deformação gradualmente torna-se mais inclinada e, para o concreto de alta resistência, tem-se uma quase vertical. Por estas razões, o concreto de alta resistência é geralmente considerado como um material frágil.

Ali e White (1999) compararam o perfil de uma interface fissurada para concreto de alta resistência e normal, como é mostrado nas Figuras 7a e 7b, respectivamente.

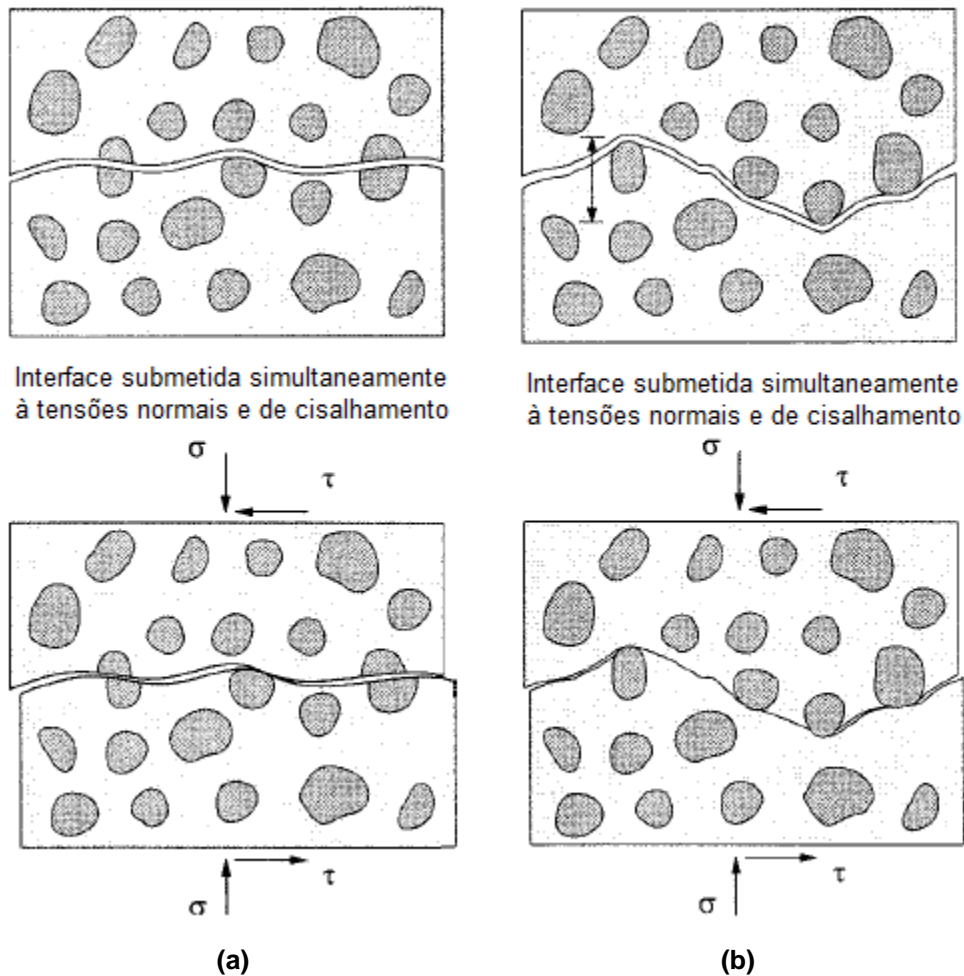


Figura 7 - Perfil fissurado e deformações por atrito- cisalhamento de um concreto de alta resistência e normal(Adaptado de Ali and White, 1999)

## 2.5 - Modelos teóricos para avaliação da resistência ao cisalhamento

### 2.5.1 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

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

$$\tau_u = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

onde:

$\tau_u$  é a tensão de cisalhamento;

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

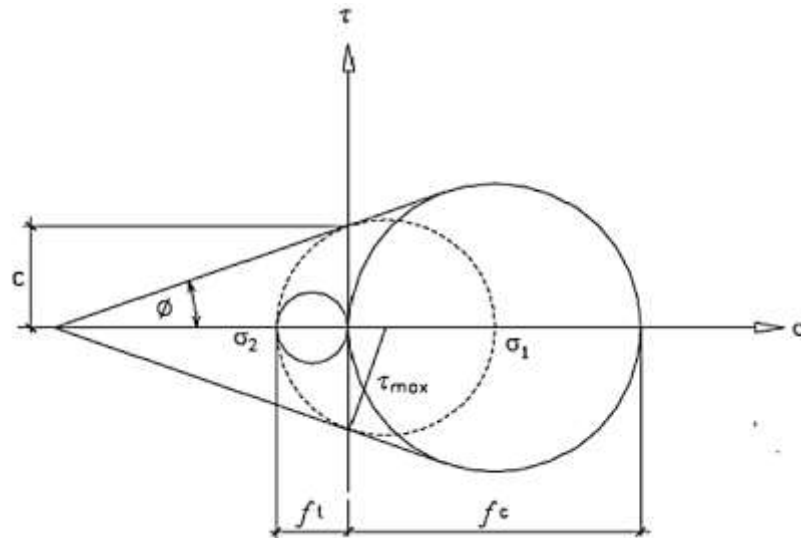
$c$  é a coesão do material;

$\phi$  é o ângulo de atrito interno.

Conforme mostra a Figura 8, a envoltória pode ser obtida a partir de uma reta que faz um ângulo  $\phi$  com o eixo das tensões normais e tangencia o círculo



de Mohr que representa a ruptura por compressão uniaxial. Considerando-se o círculo de Mohr que representa a ruptura por tração uniaxial, obtém-se o círculo de ruptura do material, representado pelo círculo tracejado.



**Figura 8 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb**

Na Figura 8, pode-se notar:

$$\tau_{\max} = \frac{|\sigma_1| + |\sigma_2|}{2} \quad (2)$$

$$\tau = \tau_{\max} \cdot \cos\Phi \quad (3)$$

$$\sigma = \frac{|\sigma_1| - |\sigma_2|}{2} - \frac{|\sigma_1| + |\sigma_2|}{2} \cdot \sin\Phi \quad (4)$$

No entanto,

$$\tau = \frac{|\sigma_1| + |\sigma_2|}{2} \cdot \cos\Phi = c + \sigma \operatorname{tg}\Phi \quad (5)$$

Substituindo a Equação (4) em (5), obtém-se:

$$|\sigma_1| \cdot \left( \frac{1 - \sin\Phi}{2 \cdot c \cdot \cos\Phi} \right) + |\sigma_2| \cdot \left( \frac{1 + \sin\Phi}{2 \cdot c \cdot \cos\Phi} \right) = 1 \quad (6)$$

Para concreto, quando  $|\sigma_1|$  é igual a zero, a Equação 6 fornece a resistência à tração do concreto:

$$f_t = \frac{2.c.\cos\Phi}{1 + \sin\Phi} \quad (7)$$

Por outro lado, quando  $|\sigma_2|$  é igual a zero, tem-se a resistência à compressão do concreto:

$$f_c = \frac{2.c.\cos\Phi}{1 - \sin\Phi} \quad (8)$$

Levando em consideração que o ângulo de atrito interno do concreto normalmente é igual a  $37^\circ$ , tem-se:

$$f_t \cong c \quad (9)$$

$$f_c \cong 4c \quad (10)$$

Deste modo, a expressão que representa a resistência ao cisalhamento de um plano de ruptura de concreto rugoso aderente com armadura normal à interface é dada por:

$$\tau_u = c + (\rho_w f_y + \sigma_n) \operatorname{tg} 37^\circ \cong f_t + 0,75(\rho_w f_y + \sigma_n) \quad (11)$$

onde:

$(\rho_w f_y + \sigma_n)$  é a tensão normal devida à armadura transversal à interface e à ação das forças aplicadas externamente.

Nas superfícies rugosas não aderentes, a parcela da coesão é nula e, no entanto, a resistência ao cisalhamento é:

$$\tau_u = c + (\rho_w f_y + \sigma_n) \operatorname{tg} 37^\circ \cong f_t + 0,75(\rho_w f_y + \sigma_n) \quad (12)$$

### 2.5.2 -Teoria atrito-cisalhamento

Com o objetivo de avaliar a resistência ao cisalhamento em interfaces de concreto atravessadas por armaduras, Birkeland e Birkeland (1966) apresentaram o estudo conhecido como teoria atrito-cisalhamento (*shear friction*).

O modelo proposto é mostrado na Figura 9, representado por um bloco de concreto monolítico, no qual se admite a existência de um plano fissurado m-m. O esforço de cisalhamento  $V$  tende a provocar um deslizamento entre as duas partes do bloco, que é resistido pelo atrito  $\mu P$ , onde  $\mu$  é o coeficiente de atrito e  $P$  é o esforço normal perpendicular ao plano de deslizamento (Figura

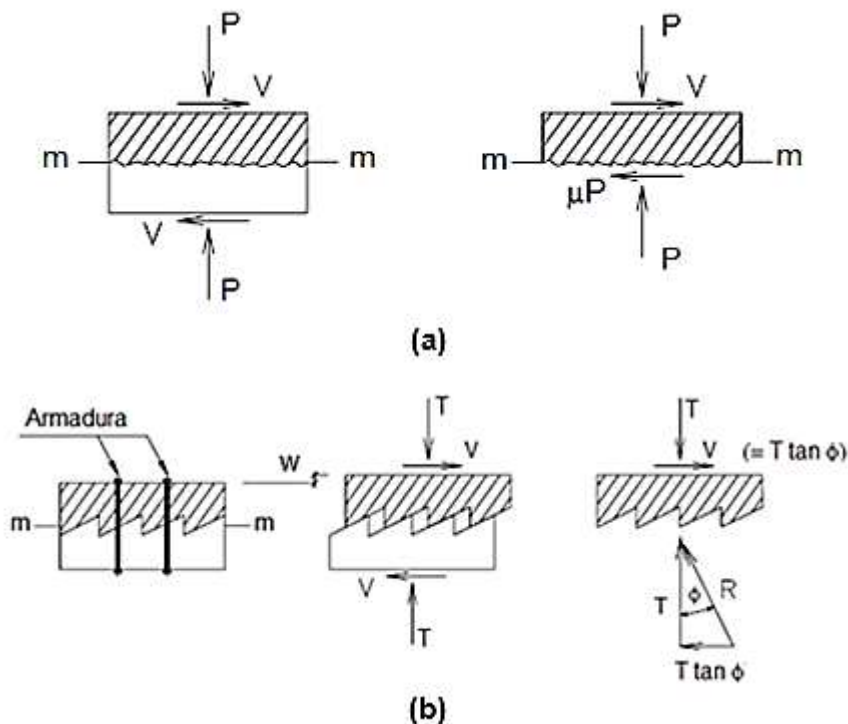
9a). Com o deslizamento, considerando o plano m-m rugoso, ocorrerá uma separação  $w$  das partes (Figura 9b).

Se a armadura é colocada transversal à interface, a separação pode ser evitada, desenvolvendo assim o surgimento de esforços de tração  $T$  na armadura e esforços de compressão de mesma magnitude. A rugosidade da superfície possui uma inclinação de  $\text{tg}\phi$ .

Comparando-se as Figuras 9a e 9b, verifica-se que  $T\text{tg}\phi$  equivale à força de atrito  $\mu P$  e que a força de tração  $T$  é equivalente à força normal  $P$ .

Assim, Birkeland e Birkeland (1966) propuseram a primeira expressão linear para avaliar a resistência ao cisalhamento na interface:

$$V_u = T\text{tg}\phi = A_s f_y \text{tg}\phi \quad (13)$$



**Figura 9 - Teoria atrito-cisalhamento: a) força de atrito agindo entre duas superfícies em contato; b) tração na armadura transversal devido às suas rugosidades e reação no concreto.**

Sendo  $A_c$  a área de contato, dividindo ambos os termos por este valor, obtém-se a tensão última de cisalhamento, que pode ser escrita como:

$$\tau_u = \frac{V_u}{A_c} = \rho_w f_y \text{tg}\phi \quad (14)$$

onde:

$A_s$  é a área da armadura transversal;

$A_c$  é a área da interface de concreto;

$f_y$  é a tensão de escoamento da armadura transversal;

$V_u$  é o esforço cortante horizontal último;

$\text{tg}\phi = \mu$  é o coeficiente de atrito;

$\rho_w$  é a taxa geométrica da armadura transversal à interface;

$T$  é a força de tração última na armadura;

$\tau_u$  é a tensão de cisalhamento última.

A expressão foi limitada às seguintes condições:

$$\rho_w \leq 1,5\%$$

$$\tau_u \leq 5,52 \text{ MPa}$$

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

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

Este conceito pode ser aplicado a interfaces com superfícies lisas, superfícies artificialmente rugosas e superfícies ou conexões concreto-aço. De acordo com a preparação da superfície, o coeficiente de atrito definido foi:

$$\mu = 1,7 \text{ para concreto monolítico;}$$

$$\mu = 1,4 \text{ para superfícies artificialmente rugosas;}$$

$$\mu = 0,8 \text{ a } 1,0 \text{ para superfícies lisas e conexões concreto-aço.}$$

Mast (1968) apontou a necessidade de se considerar, na transferência de cisalhamento, a presença de fissuras e sugeriu diferentes valores de coeficiente de atrito para a equação de Birkeland e Birkeland(1966). No entanto, sugeriu um limite superior de  $(0,15f_c \text{tg}\Phi)$  para a tensão última de cisalhamento e os coeficientes propostos foram:

$$\mu = 1,4, \text{ para concreto- concreto, interfaces rugosas;}$$

$$\mu = 1,0 \text{ para concreto- aço, vigas compostas;}$$

$$\mu = 0,7 \text{ para concreto- aço, conectores soldados;}$$

$$\mu = 0,7 \text{ para concreto- concreto, interface lisa.}$$

Mattock (1976) incluiu na teoria atrito-cisalhamento o efeito da tensão externa ( $\sigma_n$ ) e a parcela de coesão ( $c$ ). Sendo assim, a resistência ao cisalhamento em elementos pré-fissurados ficou:

$$\tau_u = c + (\rho_w f_y + \sigma_n) \text{tg} \phi \quad (15)$$

A Equação (15) foi reescrita com os valores e limites sugeridos, como

$$\tau_u = 2,8 + 0,8(\rho_w f_y + \sigma_n) \leq 0,3 f_c \quad (16)$$

onde  $(\rho_w f_y + \sigma_n) \geq 1,4 \text{MPa}$ .

Muitas expressões foram sugeridas em relação à transferência de cisalhamento e, independentemente da resistência do concreto, Mansur (2008) sugeriu uma fórmula geral para a resistência à transferência de cisalhamento em concreto armado sem a influência da tensão externa, é dada por:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = c + \mu \frac{(\rho_v f_y)^a}{(f_c)^b} \leq k \quad (17)$$

Em seguida, o pesquisador resumiu os coeficientes  $c$  e  $\mu$  e os expoentes  $a$  e  $b$ , da Equação (17) de diversos pesquisadores que estudaram “atrito-cisalhamento”. Todas as expressões estabelecem um limite superior para a resistência à transferência de cisalhamento para assegurar que a armadura escoe na ruptura. Esses valores são apresentados na Tabela 1.

**Tabela 1 - Sumário de equações disponíveis para transferência de cisalhamento. (Adaptada de Mansur, 2008)**

Forma geral da equação: $(v_u)/(f_c) = c + \mu[\rho_v f_y]^a / (f_c)^b \leq K$					
Referência	c	$\mu$	a	b	K
ACI (2005)	0	1,4	1	1	$0,2 \leq 5,5/f_c$
PCI (1992)	0	1,4 quando $\rho_v f_y < 4,14$ ou $1,4(2,07/\rho_v f_y + 0,5)$	1	1	-
Mattock e Hawkins (1972)	$2,8/f_c$	0,878 quando $\rho_v f_y \geq 1,4$ <sup>III</sup>	1	1	0,3
Mattock (1976)		0,8	1	1	0,3
Walraven et al. (1987)	0	$0,878(f'_c)$	$0,167(f'_c)$	1	0,3
Lin e Chen (1989)	0	$\sqrt{[1,75(f'_c)^{0,5}]/\rho_v f_y} \leq 1,43(f'_c)^{0,25}$	1	1	0,3
Mau e Hsu (1988)	0	0,66	0,5	0,5	0,3
Loov e Patnaik (1994)	0	0,573	0,45	0,45	0,3
Mattock (2001)	$0,1 \leq 5,517/f_c$	0,8 <sup>a</sup>	1	1	$0,3 \leq 16,5/f_c$
	0	2,25			

<sup>a</sup> quando  $\rho_v f_y \geq (c/1,45)$ , aplicar valores da outra coluna.

## 2.6 - Expressões teóricas para obtenção da tensão última de cisalhamento para concreto leve e de alta resistência

### 2.6.1 - Raths (1977)

Raths (1977) sugeriu uma expressão muito semelhante à proposta por Birkeland e Birkeland (1966) e a principal diferença foi a inclusão da densidade do concreto, sendo esta expressão aplicável a concreto normal e leve. Para concreto monolítico, a expressão é a seguinte:

$$\tau_u = C_s 3,11 \sqrt{\rho f_y} \quad (18)$$

Para uma interface lisa de cisalhamento, com um coeficiente de atrito igual a 0,6, a expressão é a seguinte:

$$\tau_u = C_s 2,03 \sqrt{\rho f_y} \quad (19)$$

onde:

$\tau_u$  é a tensão última de cisalhamento longitudinal na interface;

$C_s$  é uma constante relacionada à densidade do concreto;

$\rho_v$  é a taxa de armadura;

$f_y$  é a resistência ao escoamento da armadura.

Foram propostos os seguintes valores para a constante  $C_s$ :

- $C_s = 1,00$  para o concreto de peso normal;
- $C_s = 0,85$  para concreto com agregado graúdo leve;
- $C_s = 0,75$  para concreto com todos os agregados leve.

### 2.6.2 - Mattock (2001)

O estudo de Mattock (2001) foi feito através da análise das prescrições disponíveis na ACI 318 (1999) e de pesquisas para melhor avaliar o comportamento na transferência de cisalhamento em corpos de prova inicialmente pré-fissurados. Foi feita uma consideração específica para concreto de alta resistência e foram estabelecidas limitações para a resistência ao cisalhamento.

Expressões para estimar a resistência ao cisalhamento último para concreto monolítico, em interfaces de concreto moldado sobre concreto

endurecido com a interface intencionalmente rugosa, foram propostas e atendem aos concretos de resistência normal e alta.

Quando a tensão normal na interface, devido ao confinamento por armaduras e cargas externas, é maior ou igual a  $K_1/1,45$ , ou quando a tensão de cisalhamento última é maior ou igual a  $1,55K_1$ , a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$\tau_u = k_1 + 0,8(\rho_v f_y + \sigma_n) \quad (20)$$

Quando a tensão normal na interface, devido ao confinamento por armaduras e por cargas externas, é menor ou igual a  $K_1/1,45$ , ou quando a tensão de cisalhamento última é menor ou igual a  $1,55K_1$ , a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$\tau_u = 2,25(\rho_v f_y + \sigma_n) \quad (21)$$

onde,

$K_1$  é um coeficiente que depende da densidade do concreto. A resistência ao cisalhamento última não deve ser maior que  $K_2 f_c$  nem  $K_3$ . Os valores para  $K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  são mostrados na Tabela 2.

**Tabela 2 - Coeficientes de projeto (Mattock, 2001)**

<i>Tipo de concreto</i>	$k_1$ (MPa)	$k_2$	$k_3$ (MPa)
Concreto monolítico com agregados de peso normal	$0,1f_c < 5,5$	0,3	16,5
Concreto com agregado graúdo leve	1,72	0,2	8,27
Concreto todo leve	1,38	0,2	8,27

Para concreto moldado sobre concreto endurecido com a interface não intencionalmente rugosa, a tensão de cisalhamento longitudinal pode ser prevista por:

$$\tau_u = 0,6\lambda\rho_v f_y < \begin{pmatrix} 0,2f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{pmatrix} \quad (22)$$

onde  $\lambda$  é igual a 1,0 para concreto com agregado normal, igual a 0,85 para concreto de agregado graúdo leve e 0,75 para concreto leve de acordo com o ACI 318 (2014).

## 2.7 - Modelos experimentais para obtenção da tensão última de cisalhamento para concreto leve

### 2.7.1- Mattock *et al.* (1976)

Devido ao aumento da utilização do concreto leve, Mattock *et al.* (1976) deram início ao desenvolvimento de pesquisas levando a recomendações para utilização em projetos de transferência de cisalhamento em conexões de estruturas pré-fabricadas feitas de concreto leve. Até aquele momento, não existia nenhuma orientação validada experimentalmente para o caso de transferência de cisalhamento utilizando concreto leve.

Desta maneira, os pesquisadores investigaram a influência do tipo de agregado na resistência e no comportamento de transferência de cisalhamento. As variáveis analisadas foram o tipo de agregado, a resistência do concreto e a existência ou não de uma pré- fissura ao longo do plano de cisalhamento antes da aplicação da carga. A variável em cada série foi a taxa de armadura que atravessa o plano de cisalhamento. Corpos de prova tipo *push-off* foram moldados monoliticamente, e a resistência do concreto variou de 13,79 MPa a 41,37 MPa. Um total de dez séries de corpos de prova *push-off* foram ensaiados, como mostrado na Tabela 3.

O comportamento na ruptura dos corpos de provas não fissurados foi semelhante, ou seja, não houve deslizamento, nem houve separação através do plano de cisalhamento. Os resultados indicaram que a resistência à transferência de cisalhamento do concreto com agregado leve é menor que a resistência de um concreto com agregados normais de mesma resistência à compressão. O estudo recomenda a utilização de um fator de modificação para o concreto leve ( $\lambda$ ), para ser utilizado no cálculo da resistência à transferência de cisalhamento que reflete na determinação da resistência ao cisalhamento reduzida para o concreto com agregado leve, em relação ao concreto com agregado normal de mesma resistência à compressão. Os autores sugeriram que o coeficiente de atrito  $\mu$  deve ser multiplicado por 0,75 para concreto com todos os agregados leves não inferior a 449,2 kg/m<sup>3</sup> e deve ser multiplicado por 0,85 para concretos com agregado graúdo leve não inferior a 512,6 kg/m<sup>3</sup>.

Além disso, a comparação da relação força de cisalhamento aplicada vs deslocamento para o mesmo tipo de concreto (normal, agregado graúdo leve



ou todo leve) e mesmas condições de interface indica que o comportamento foi mais frágil para corpos de prova com maior resistência à compressão.

**Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Mattock et al.(1976)**

Corpo de Prova	$f_c$ (MPa)	Interface	$A_{vf}$	$f_y$ (MPa)	$\rho_v f_y$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_c$	$\tau_u / f_c$	$\tau_u / \sqrt{f_c}$
B1	25,79	C	0,22	49,60	1,50	3,10	0,06	0,12	0,61
B2	23,17	C	0,44	50,90	3,09	4,50	0,13	0,19	0,93
B3	26,96	C	0,66	50,90	4,63	5,79	0,17	0,21	1,12
B4	28,27	C	0,88	49,10	5,96	6,48	0,21	0,23	1,22
B5	27,14	C	1,10	50,50	7,66	6,90	0,28	0,25	1,32
B6	29,30	C	1,32	51,80	9,43	7,96	0,32	0,27	1,47
C1	16,07	C	0,22	49,60	1,50	2,51	0,09	0,16	0,63
C2	16,07	C	0,44	53,60	3,25	3,54	0,20	0,22	0,88
C3	13,79	C	0,66	50,90	4,63	3,63	0,34	0,26	0,98
C4	14,13	C	0,88	52,30	6,35	3,86	0,45	0,27	1,03
C5	16,07	C	1,10	53,60	8,13	4,41	0,51	0,27	1,10
C6	16,07	C	1,32	49,60	9,03	5,10	0,56	0,32	1,27
D1	41,34	C	0,22	51,80	1,57	2,55	0,04	0,06	0,40
D2	41,34	C	0,44	52,30	3,17	4,61	0,08	0,11	0,72
D3	39,37	C	0,66	52,30	4,76	5,32	0,12	0,14	0,85
D4	39,37	C	0,88	52,30	6,34	7,05	0,16	0,18	1,12
D5	38,61	C	1,10	52,30	7,94	7,46	0,21	0,19	1,20
D6	38,61	C	1,32	51,80	9,43	8,41	0,24	0,22	1,35
F1	28,61	C	0,22	53,20	1,61	3,10	0,06	0,11	0,58
F2	27,79	C	0,44	52,30	3,17	3,65	0,11	0,13	0,69
F2A	27,37	C	0,44	50,90	3,09	4,27	0,11	0,16	0,82
F3	28,03	C	0,66	52,30	4,76	5,06	0,17	0,18	0,96
F3A	27,37	C	0,66	51,40	4,67	4,84	0,17	0,18	0,93
F4	27,86	C	0,88	50,90	6,18	6,00	0,22	0,22	1,14
F5	28,37	C	1,10	51,80	7,86	6,34	0,28	0,22	1,19
F6	27,92	C	1,32	53,20	9,68	6,77	0,35	0,24	1,28
H1	28,58	C	0,22	49,80	1,51	2,76	0,05	0,10	0,52
H2	26,75	C	0,44	51,80	3,14	4,27	0,12	0,16	0,83
H3	28,27	C	0,66	51,80	4,72	5,97	0,17	0,21	1,12
H4	30,48	C	0,88	51,80	6,29	6,48	0,21	0,21	1,17
H5	27,24	C	1,10	50,50	7,66	6,83	0,28	0,25	1,31
H6	28,13	C	1,32	49,80	9,07	7,18	0,32	0,26	1,35
N1	28,82	C	0,22	50,90	1,54	3,17	0,05	0,11	0,59
N2	26,89	C	0,44	52,70	3,20	5,38	0,12	0,20	1,04
N3	27,55	C	0,66	52,30	4,76	6,62	0,17	0,24	1,26
N4	28,61	C	0,88	50,90	6,18	7,93	0,22	0,28	1,48
N5	27,13	C	1,10	50,90	7,72	8,10	0,28	0,30	1,56
N6	28,41	C	1,32	50,90	7,72	8,21	0,27	0,29	1,54
A0	29,17	UC	0,00	0,00	0,00	3,45	0,00	0,12	0,64

**Tabela 3 - Resultados do ensaio de Mattock et al.(1976)- Continuação**

A1	25,79	UC	0,22	47,70	1,45	5,23	0,06	0,20	1,03
A2	28,24	UC	0,44	53,60	3,32	6,30	0,12	0,22	1,19
A3	26,96	UC	0,66	53,20	4,84	7,03	0,18	0,26	1,35
A4	28,27	UC	0,88	50,90	6,18	7,58	0,22	0,27	1,43
A5	27,30	UC	1,10	50,90	7,72	8,21	0,28	0,30	1,57
A6	29,30	UC	1,32	51,80	9,43	9,27	0,32	0,32	1,71
E0	27,30	UC	0,00	0,00	0,00	3,86	0,00	0,14	0,74
E1	28,61	UC	0,22	52,30	1,59	5,38	0,06	0,19	1,01
E2	27,79	UC	0,44	52,30	3,17	6,01	0,11	0,22	1,14
E3	28,03	UC	0,66	52,30	4,76	6,62	0,17	0,24	1,25
E4	27,86	UC	0,88	53,20	6,45	7,93	0,23	0,28	1,50
E5	28,37	UC	1,10	50,50	7,66	8,27	0,27	0,29	1,55
E6	27,92	UC	1,32	52,30	9,52	8,62	0,34	0,31	1,63
G0	27,79	UC	0,00	0,00	0,00	3,65	0,00	0,13	0,69
G1	28,58	UC	0,22	52,30	1,59	5,65	0,06	0,20	1,06
G2	26,75	UC	0,44	50,50	3,06	5,83	0,11	0,22	1,13
G3	28,27	UC	0,66	51,80	4,72	7,31	0,17	0,26	1,37
G4	30,48	UC	0,88	53,20	6,45	7,93	0,21	0,26	1,44
G5	27,61	UC	1,10	51,80	7,86	7,86	0,28	0,28	1,50
G6	27,61	UC	1,32	51,80	9,43	8,21	0,34	0,30	1,56
M0	27,13	UC	0,00	0,00	0,00	4,07	0,00	0,15	0,78
M1	28,82	UC	0,22	50,90	1,54	5,24	0,05	0,18	0,98
M2	26,89	UC	0,44	52,70	3,20	6,76	0,12	0,25	1,30
M3	27,55	UC	0,66	52,30	4,76	7,65	0,17	0,28	1,46
M4	28,61	UC	0,88	50,90	6,18	7,86	0,22	0,27	1,47
M5	27,13	UC	1,10	52,70	8,00	8,83	0,29	0,33	1,69
M6	28,41	UC	1,32	52,70	9,60	9,10	0,34	0,32	1,71

C- fissurado inicialmente

UC- não fissurado inicialmente

Por fim, os pesquisadores apresentaram expressões para dimensionamento de concreto armado leve em condição de pré-fissuração.

Para concreto com todos os agregados leves, a expressão é a seguinte:

$$\tau_u = 1,4 + 0,8\rho f_y \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,2f'_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (23)$$

enquanto para concretos com apenas o agregado graúdo leve, a expressão é dada por:

$$\tau_u = 1,7 + 0,8\rho f_y \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,2f'_c \\ 6,89 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (24)$$

### 2.7.2 - Hoff (1993)

O estudo de Hoff publicado em 1993 avaliou as propriedades dos materiais e ensaios mecânicos para concreto com agregado leve de alta resistência. Corpos de prova do tipo *push-off*, semelhantes a outros estudos (Mattock, 1976; Hofbeck *et al.* 1969; Kahn e Mitchell, 2002), foram ensaiados para avaliar a capacidade de transferência de cisalhamento. Cada corpo de prova tinha um plano de cisalhamento com área de 542,9 cm<sup>2</sup> e suas medidas estão mostradas na Figura 10. Os parâmetros investigados incluíram a taxa de armadura no plano de cisalhamento e o tipo de agregado.

O carregamento foi aplicado de forma concêntrica ao plano de cisalhamento e os resultados registrados incluem o deslizamento do plano de cisalhamento, a separação do plano de ruptura e o cisalhamento aplicado. Os principais parâmetros e resultados estão mostrados na Tabela 4.

Os corpos de prova com maiores taxas de armadura no plano de cisalhamento apresentaram maior capacidade de cisalhamento última. A principal conclusão deste estudo foi que, para a utilização de concretos com agregado graúdo leve, deve-se utilizar um fator de redução para estimar a resistência à transferência de cisalhamento. O aumento na resistência à compressão também produziu uma maior capacidade à transferência de cisalhamento.

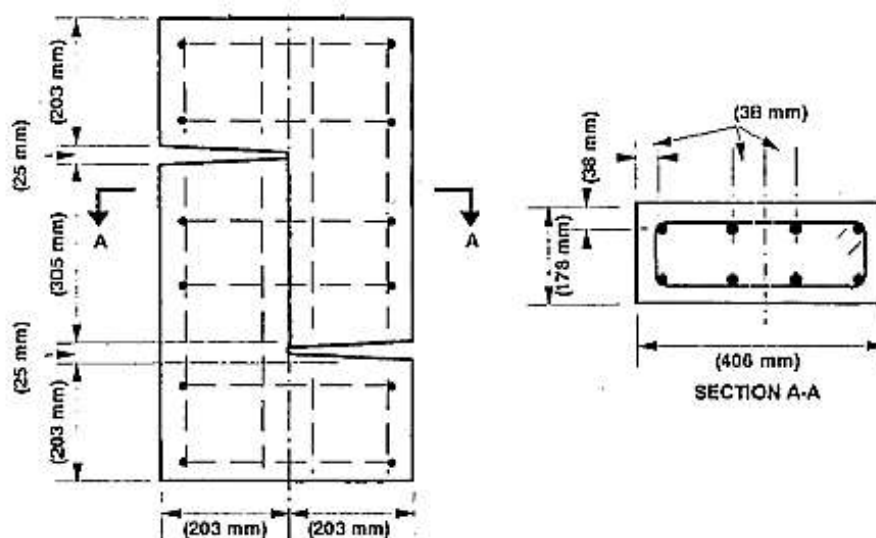


Figura 10 - Corpo de prova de Hoff (1993)

**Tabela 4 - Resultados dos ensaios de Hoff (1993).**

Mistura	Nº	$f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\rho_v f_y$ (MPa)	Abertura de fissura (mm)	$\tau_u$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_c$	$\tau_u / f_c$	$\tau_u / \sqrt{f_c}$
LWC1	1	370	58,1	1,94	0,25	1,98	0,03	0,03	0,26
	2	370	58,7	1,94	0,33	2,52	0,03	0,04	0,33
	3	370	57,2	1,94	0,28	2,85	0,03	0,05	0,38
	4	469	58,1	4,47	0,25	5,25	0,08	0,09	0,69
	5	476	58,7	4,53	0,3	4,69	0,08	0,08	0,61
	6	469	57,2	4,47	0,3	5,01	0,08	0,09	0,66
LWC2	1	370	63,9	1,93	0,2	3,37	0,03	0,05	0,42
	2	370	60,4	1,93	0,28	2,31	0,03	0,04	0,30
	3	370	60,2	1,93	0,25	2,06	0,03	0,03	0,27
	4	469	63,9	4,47	0,25	5,1	0,07	0,08	0,64
	5	472	60,4	4,5	0,25	4,77	0,07	0,08	0,61
	6	472	60,2	4,5	0,28	4,69	0,07	0,08	0,60
HSLWC	1	497	71,1	2,61	0,23	4,61	0,04	0,06	0,55
	2	497	75,2	2,61	0,2	3,78	0,03	0,05	0,44
	3	497	76	2,61	0,25	4,03	0,03	0,05	0,46
	4	461	71,1	4,39	0,25	6	0,06	0,08	0,71
	5	461	75,2	4,39	0,28	6	0,06	0,08	0,69
	6	461	76	4,39	0,23	6,16	0,06	0,08	0,71

### 2.7.3 - Emiko *et al.* (2011)

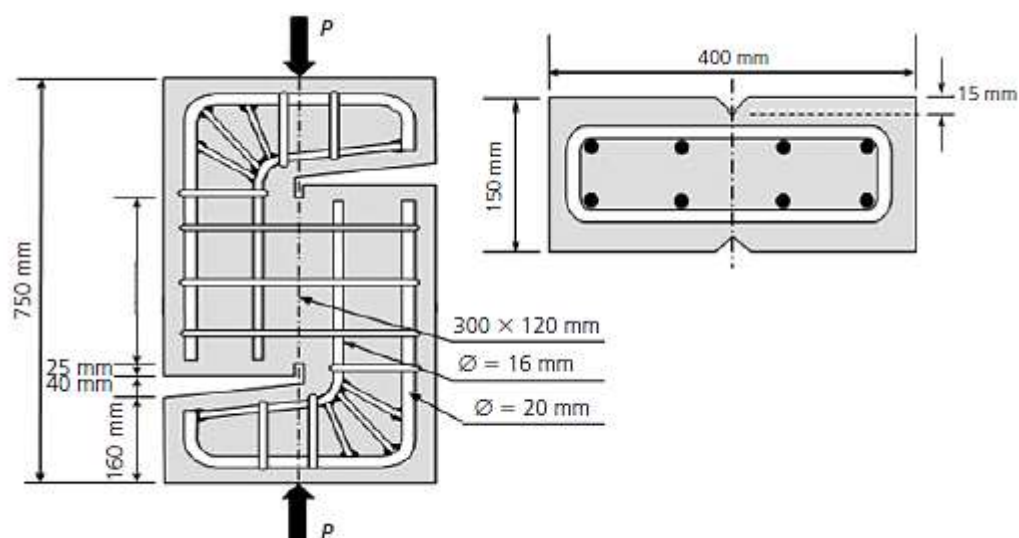
Com o propósito de avaliar a transferência de cisalhamento em concreto leve, Emiko *et al.* (2011) ensaiaram corpos de prova pré-fissurados do tipo *push-off*. Foram avaliados o efeito da resistência do concreto e a taxa de armadura no plano de cisalhamento. Os detalhes dos corpos de prova são mostrados na Figura 11 e os resultados do programa experimental são apresentados na Tabela 5.

O processo de pré-fissuração consistiu em colocar os corpos de prova em posição horizontal, aplicando uma carga linear, e o carregamento foi parado assim que a carga aplicada teve uma queda. A largura da fissura em condição carregada variou de 0,2 a 0,35mm, medido pelos transdutores, porém, com a remoção da carga, tem-se uma recuperação elástica ficando assim com variação em cerca de 0,10 a 0,20 mm. O ensaio de *push-off* caracterizou-se por uma queda da carga aplicada, acompanhada por um rápido aumento do deslizamento e da separação da interface. A tensão de cisalhamento é obtida

dividindo-se a carga pela área do plano de cisalhamento. Os autores apresentaram seus resultados em função do efeito da resistência do concreto e da taxa de armadura que atravessa o plano de cisalhamento.

**Tabela 5 - Detalhes do programa experimental ( Emiko et al., 2011).**

Corpo de prova	$\rho_v f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_c$	$\tau_u / f_c$	$\tau_u / \sqrt{f_c}$
L20-3	7,07	33,00	5,97	0,21	0,18	1,04
L30-2	4,71	37,20	7,67	0,13	0,21	1,26
L30-3	7,07	37,20	7,22	0,19	0,19	1,18
L30-4	9,42	37,20	7,88	0,25	0,21	1,29
L30-5	11,78	37,20	9,10	0,32	0,24	1,49
L30-6	14,13	37,20	9,21	0,38	0,25	1,51
FC	7,07	22,00	4,87	0,32	0,22	1,04
LWAFC	7,07	30,00	5,14	0,24	0,17	0,94
L60-2	4,71	53,60	7,60	0,09	0,14	1,04
L60-3	7,07	53,60	7,60	0,13	0,14	1,04
L60-4	9,42	53,60	9,00	0,18	0,17	1,23
L60-5	11,78	53,60	10,10	0,22	0,19	1,38
L60-6	14,13	53,60	11,66	0,26	0,22	1,59
L80-3	7,07	57,00	11,74	0,12	0,21	1,56



**Figura 11 - Corpo de prova de teste de Emiko et al. (2011)**

O aumento da resistência do concreto faz com que a resposta inicial com relação à rigidez seja mais rígida para um nível de carga maior, aumentando a resistência à transferência de cisalhamento e deformação última. Os ensaios mostraram que, para um aumento da resistência à compressão do concreto de 37,2 para 57 MPa com taxa de armadura iguais, tiveram um aumento de 62% na resistência final.

Notaram também que, com um aumento da taxa de armadura que atravessa o plano de cisalhamento, a resistência dos corpos de prova é modificada, como também a rigidez e as deformações. Isto é, para uma dada resistência do concreto, o aumento na taxa de armadura gera uma resposta linear inicial mais rígida e longa, e aumenta a resistência e a deformação última. Uma importante conclusão foi que, para um determinado valor de taxa de armadura, a resistência à transferência de cisalhamento não alterava. Por fim, a resistência à transferência de cisalhamento aumenta com a taxa de armadura para concreto leve e o efeito é mais significativo com maiores resistências do concreto.

Considerando os resultados experimentais, os autores propuseram equações gerais para a determinação da resistência à transferência de cisalhamento de concreto leve. A princípio, partindo da equação original proposta por Mau e Hsu (1988) e utilizando os dados com uma avaliação estatística, sugeriram os parâmetros para a formulação de uma curva simples para concreto leve expressa como:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,44 \left( \frac{\rho_v f_y}{f_c} \right)^{0,5} \quad (25)$$

Os dados dos ensaios mostraram que, para uma baixa tensão de confinamento de armadura transversal normalizada ( $\rho_v f_y / f_c$ ), a representação pela curva simples não foi satisfatória. A aproximação tri-linear para esses dados levou a uma previsão melhor da resistência final, assim como prevista por Mattock (2001). Da mesma forma, além de um valor de taxa de armadura, os dados de ensaio puderam ser razoavelmente aproximados por outra linha reta de inclinação reduzida. Finalmente, uma linha horizontal marca o limite de resistência para uma alta tensão de confinamento de armadura transversal normalizada.

A equação para o ramo inicial foi obtida por ajuste de curva linear a partir dos dados dos ensaios adequados para valores de  $\rho_v f_y / f_c < 0,075$ . A expressão obtida foi:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 1,34 \left( \frac{\rho_v f_y}{f_c} \right) \quad (26)$$

O ramo médio é dado por:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,33 \left( \frac{\rho_v f_y}{f_c} \right) + \frac{0,37}{f_c^{0,3}} \quad (27)$$

O ramo final é uma linha horizontal que representa o limite da resistência normalizada em que a armadura que cruza o plano de cisalhamento fissurado não escoou até a falha. Esta foi tomada como:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,28 \quad (28)$$

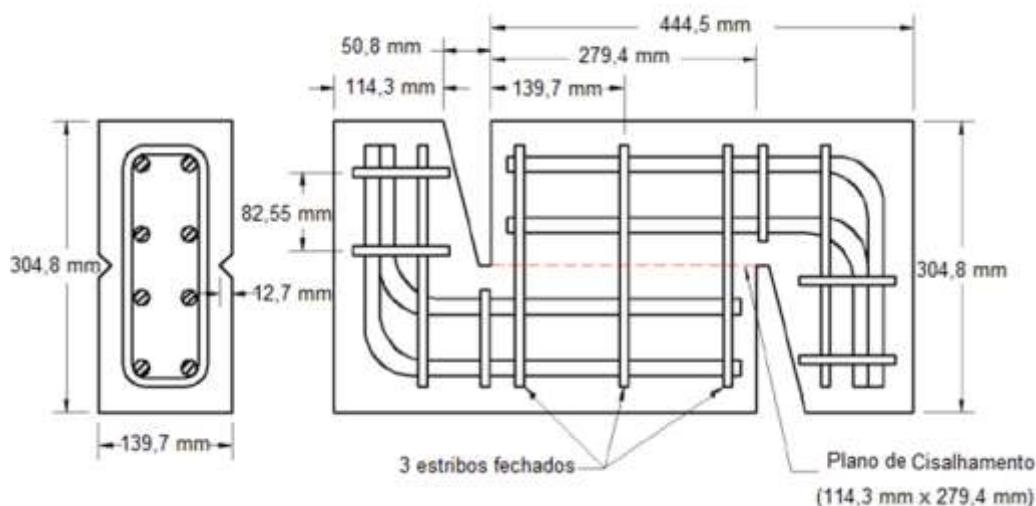
O menor dos três valores representa a verdadeira resistência.

A formulação tri-linear para os dados de concreto leve comparados com os valores para concreto normal mostrou que, de modo geral, a resistência à transferência de cisalhamento é 20% menor para concreto leve quando comparado ao concreto normal com a mesma resistência e a mesma taxa de armadura. A resistência à transferência de cisalhamento final máxima é limitada a  $0,28 f_c$ , que é bem próximo de  $0,3 f_c$  adotado para concreto normal. A contribuição da constante (coesão do concreto) na transferência de cisalhamento é menor para concreto leve do que para concreto normal.

#### **2.7.4 - Shaw e Sneed (2014)**

Shaw e Sneed (2014) analisaram a transferência de cisalhamento através de uma interface em concreto leve e com agregado graúdo leve, moldados em momentos diferentes. A pesquisa incluiu 36 corpos de prova *push-off* construídos com uma junta fria ao longo do plano de cisalhamento. As variáveis estudadas foram a densidade do concreto, a resistência à compressão e a preparação da superfície da interface de cisalhamento.

A resistência à compressão do concreto variou de 34 a 55 MPa e os corpos de prova apresentavam condição de interface rugosa ou lisa. A taxa de armadura foi constante de 1,33%, com três estribos no plano de cisalhamento, com dimensões de 114,3 mm x 279,4 mm. A Figura 12 mostra as principais características dos corpos de prova *push-off* e a Tabela 6, os resultados.



**Figura 12 - Corpo de prova de Shaw e Sneed (2014)**

Para se obter a junta fria, os corpos de prova foram moldados em duas etapas. As amostras foram ensaiadas 28 dias após a concretagem, com uma taxa de deslocamento de 381 mm/min.

O comportamento geral de todos os corpos de prova foi similar. Tanto os corpos de prova com rugosidade realizada, quanto os não rugosos, tiveram fissuras verticais ao longo do plano de cisalhamento e separação visível da interface fissurada, sendo esta maior para aqueles que apresentavam interface rugosa. Além da fissuração da interface de cisalhamento, a fragmentação do cobrimento de concreto foi observada adjacente ao plano fissurado de cisalhamento.

Os resultados são apresentados em relação a  $V_u$ , que é a força última de cisalhamento medida durante o ensaio; a  $\tau_u$ , que é a tensão de cisalhamento última; a  $V_{ur}$ , que é a força de cisalhamento residual correspondente a um deslizamento de 0,38 mm; e à resistência ao cisalhamento residual  $\tau_{ur}$ , que é a tensão de cisalhamento residual.



**Tabela 6 - Resultados dos ensaios de Shaw e Sneed(2014).**

Corpo de Prova	$f_c$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	desloc. vertical para $V_u$ (mm)	desloc. transversal para $V_u$ (mm)	$\tau_{ur}$ (MPa)	$\rho_v f_y$ (MPa)	$\tau_u/\tau_{ur}$	$\tau_u/f_c$	$\rho_v f_y/f_c$	$\tau_u/\sqrt{f_c}$
N-5-R-4	33,51	8,21	0,33	0,18	5,52	6,06	1,49	0,24	0,18	1,42
N-5-R-5	33,51	7,45	0,25	0,15	5,58	6,06	1,33	0,22	0,18	1,29
N-5-R-6	33,51	7,45	0,30	0,18	5,31	6,06	1,40	0,22	0,18	1,29
N-5-S-4	33,51	4,55	1,45	0,38	5,31	6,06	0,86	0,14	0,18	0,79
N-5-S-5	33,51	4,83	0,76	0,20	4,34	6,06	1,11	0,14	0,18	0,83
N-5-S-6	33,51	5,45	0,79	0,18	4,48	6,06	1,22	0,16	0,18	0,94
S-5-R-1	31,37	7,17	0,25	0,18	4,27	6,06	1,68	0,23	0,19	1,28
S-5-R-2	31,37	7,03	0,36	0,20	4,14	6,06	1,70	0,22	0,19	1,26
S-5-R-3	31,37	7,52	0,56	0,18	4,00	6,06	1,88	0,24	0,19	1,34
S-5-S-1	31,37	5,38	0,48	0,15	4,62	6,06	1,16	0,17	0,19	0,96
S-5-S-2	31,37	4,76	0,41	0,08	3,86	6,06	1,23	0,15	0,19	0,85
S-5-S-3	31,37	5,52	0,53	0,18	4,14	6,06	1,33	0,18	0,19	0,98
A-5-R-1	41,92	6,76	0,25	0,13	4,90	6,06	1,38	0,16	0,14	1,04
A-5-R-2	41,92	7,38	0,28	0,13	6,00	6,06	1,23	0,18	0,14	1,14
A-5-R-3	41,92	7,17	0,33	0,10	5,65	6,06	1,27	0,17	0,14	1,11
A-5-S-4	41,92	5,79	0,53	0,15	5,38	6,06	1,08	0,14	0,14	0,89
A-5-S-5	41,92	5,58	0,58	0,13	4,48	6,06	1,25	0,13	0,14	0,86
A-5-S-5	41,92	5,45	0,81	0,18	5,17	6,06	1,05	0,13	0,14	0,84
N-8-R-1	52,06	10,34	0,25	0,20	6,62	6,06	1,56	0,20	0,12	1,43
N-8-R-2	52,06	7,79	0,20	0,13	5,45	6,06	1,43	0,15	0,12	1,08
N-8-R-3	52,06	8,96	0,18	0,13	6,00	6,06	1,49	0,17	0,12	1,24
N-8-S-1	52,06	9,10	0,25	0,15	6,90	6,06	1,32	0,17	0,12	1,26
N-8-S-2	52,06	7,45	0,25	0,13	6,00	6,06	1,24	0,14	0,12	1,03
N-8-S-3	52,06	7,72	0,03	0,15	6,48	6,06	1,19	0,15	0,12	1,07
S-8-R-1	49,71	10,07	0,18	0,15	6,07	6,06	1,66	0,20	0,12	1,43
S-8-R-2	49,71	9,38	0,25	0,15	5,03	6,06	1,86	0,19	0,12	1,33
S-8-R-3	49,71	9,31	0,15	0,13	-	6,06	-	0,19	0,12	1,32
S-8-S-1	49,71	9,31	0,18	0,15	5,65	6,06	1,65	0,19	0,12	1,32
S-8-S-2	49,71	8,07	0,13	0,08	5,17	6,06	1,56	0,16	0,12	1,14
S-8-S-3	49,71	8,21	0,46	0,18	5,58	6,06	1,47	0,17	0,12	1,16
A-8-R-1	54,09	8,62	0,23	0,08	5,72	6,06	1,51	0,16	0,11	1,17
A-8-R-2	54,09	8,89	0,20	0,18	6,41	6,06	1,39	0,16	0,11	1,21
A-8-R-3	54,09	8,96	0,23	0,15	5,52	6,06	1,63	0,17	0,11	1,22
A-8-S-1	54,09	6,41	0,28	0,10	5,24	6,06	1,22	0,12	0,11	0,87
A-8-S-2	54,09	6,69	0,30	0,15	5,58	6,06	1,20	0,12	0,11	0,91
A-8-S-3	54,09	7,24	0,30	0,10	5,86	6,06	1,24	0,13	0,11	0,98

N - concreto normal

S- concreto com agregado graúdo leve

A - concreto leve

Os corpos de prova com as mesmas condições de interface, taxa de armadura e resistência do concreto tiveram aproximadamente a mesma resistência ao cisalhamento, independentemente do tipo de concreto (normal ou leve). Estes resultados levaram a concluir que o tipo de concreto não desempenha um papel significativo na resistência ao cisalhamento de interface para as amostras com junta fria. Além disso, as forças de cisalhamento aplicadas vs deslizamento indicaram que corpos de prova de concreto normal tenderam a ser mais frágeis do que corpos de prova de concreto leve.

No entanto, a resistência ao cisalhamento aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto e foi verificado que a resistência ao cisalhamento residual é indiferente ao tipo de concreto e à condição da interface.

## 2.8 - Modelos experimentais para obtenção da tensão última de cisalhamento para concreto de alta resistência

### 2.8.1 - Lin e Chen (1989)

De acordo com Lin e Chen (1989), as prescrições sobre a teoria de *shear-friction* apresentadas até aquele momento não eram conservadoras para concretos com alta resistência. Sendo assim, eles ensaiaram 68 corpos de prova usando o ensaio tipo *push-off* com resistências à compressão do concreto variando entre 20,59 e 68,65 MPa, obtendo assim uma expressão para a resistência ao cisalhamento em termos da resistência do concreto e da taxa de armadura:

$$\tau = \mu (\rho_v f_y + \sigma_n) \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,3f_c \\ 12,5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (29)$$

A tensão da armadura de confinamento ( $\rho_v f_y$ ) adotada estava na faixa de 1,2 a 19,5 MPa.

O coeficiente de atrito equivalente é dado por:

$$\mu = \left( \frac{1,75\sqrt{f_c}}{\rho_v f_y + \sigma_n} \right)^{0,5} \leq 1,4f_c^{0,25} \quad (30)$$

A Figura 13 mostra a relação entre a resistência à transferência de cisalhamento e a taxa de armadura, apresentada por Lin e Chen (1989).

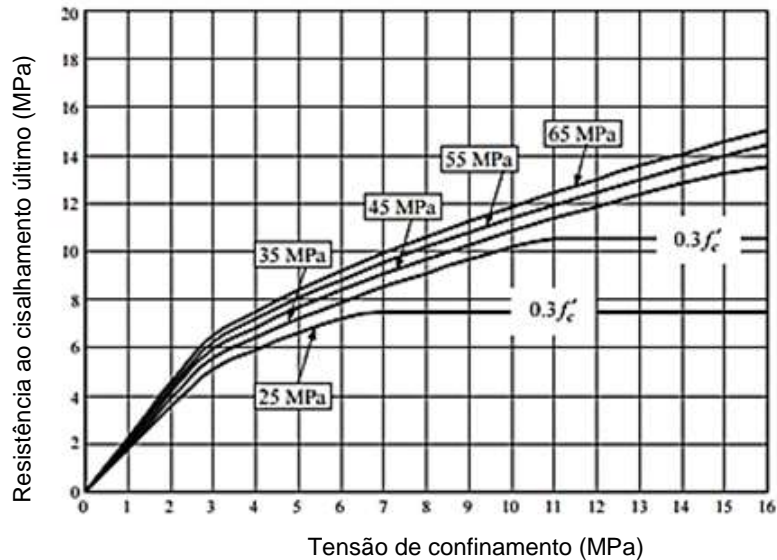


Figura 13- Relação entre a resistência ao cisalhamento último e a tensão de confinamento. (Adaptada de Lin e Chen,1989)

### 2.8.2 - Walraven e Stroband (1994)

Walraven e Stroband (1994), analisaram o comportamento de atrito-cisalhamento em concretos de alta resistência. Os corpos de prova ensaiados tinham resistência aproximada de 100 MPa e o experimento foi realizado em concreto simples e armado. No concreto de alta resistência, contudo, a matriz de cimento foi suficientemente forte para causar fratura das partículas de agregado.

Os ensaios em concreto armado foram realizados em corpos de prova do tipo *push-off* inicialmente pré-fissurados, como mostrado na Figura 14, contendo armadura atravessando a interface fissurada. Os resultados mais significantes estão mostrados na Tabela 7.

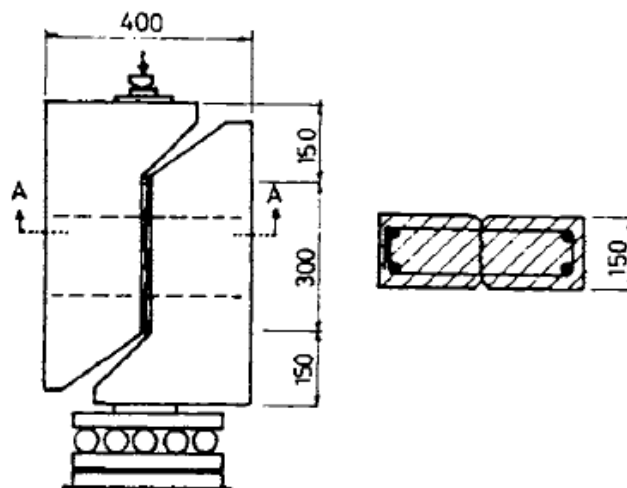


Figura 14 - Corpo de prova de Walraven e Stroband(1994)

Os pesquisadores confirmaram, através do experimento, que a capacidade atrito-cisalhamento em concreto de alta resistência é significativamente reduzida devido à fratura dos agregados. Para os corpos de prova com armadura atravessando o plano de cisalhamento, concluíram que, para aqueles que tiveram a fratura do agregado, uma redução de 55 a 75 % da capacidade quando comparados com concretos que não tiveram as partículas de agregados fraturadas.

**Tabela 7 - Resultados dos ensaios de Walraven e Stroband(1994)**

Corpos de prova	$\rho_v f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_c$	$\tau_u / f_c$	$\tau_u / \sqrt{f_c}$
10	3,34	99,36	6,32	0,03	0,06	0,63
11	6,69	99,36	11,24	0,07	0,11	1,13
12	10,03	99,36	15,05	0,10	0,15	1,51
13	6,39	99,36	18,17	0,06	0,18	1,82
14	7,52	99,36	11,04	0,08	0,11	1,11
15	14,99	99,36	17,67	0,15	0,18	1,77

### 2.8.3 - Kahn e Mitchell (2002)

O estudo realizado por Kahn e Mitchell (2002) teve como objetivo expandir a aplicabilidade da teoria atrito-cisalhamento apresentada para concreto de alta resistência. Um total de 50 corpos de prova *push-off* foram ensaiados com um plano de cisalhamento com área de 152 cm<sup>2</sup>, como é apresentado na Figura 15. As variáveis avaliadas foram a taxa de armadura no plano de cisalhamento, a resistência à compressão do concreto e a condição da interface de cisalhamento.

A taxa geométrica de armadura variou de 0,37 a 1,47% e a resistência do concreto de 46,9 MPa a 123,4 MPa. Três condições de interface de cisalhamento foram realizadas: junta fria, pré-fissurada e não fissurada, todas com duas repetições. A carga foi aplicada de maneira concêntrica em relação ao plano de cisalhamento e foi aumentada monotonicamente até a ruptura final, considerado esta até um deslocamento final de 6,35 mm.

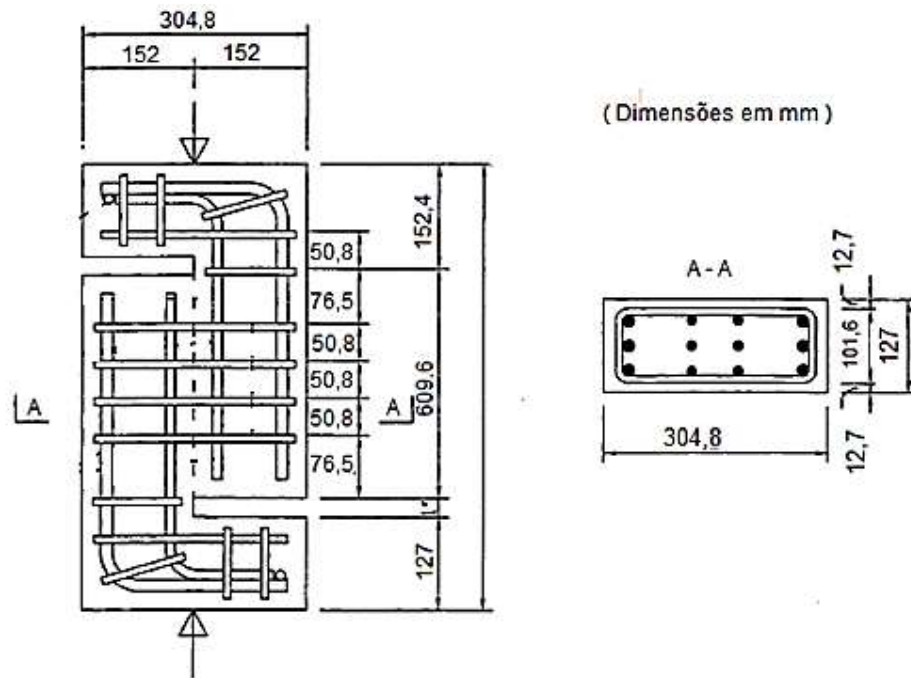


Figura 15 - Corpo de prova push-off. (Adaptada de Kahn e Mitchell, 2002)

Nos corpos de prova com interface não fissurada e nos de junta fria, as fissuras iniciais foram observadas variando entre 50 e 75% da capacidade última de cisalhamento e a capacidade residual foi quase constante. Porém, para os corpos de prova pré-fissurados, o deslizamento entre as duas faces começou imediatamente após a aplicação da carga. A capacidade última residual foi definida como a carga correspondente a um deslizamento de 5,08mm. Foi observado que as fissuras passavam pelos agregados e que não havia rugosidade.

A Tabela 8 mostra os resultados em termos da tensão última de cisalhamento ( $\tau_u$ ), da tensão de cisalhamento residual ( $\tau_{ur}$ ) e da força de confinamento fornecida pela armadura normal ao plano de cisalhamento ( $\rho_v f_y$ ). Os pesquisadores concluíram que, para resistências de concreto de 46,7 a 123,4 MPa, as previsões da ACI 318 (1999) forneceram estimativas conservadoras para a resistência ao cisalhamento de interfaces de concreto de alta resistência. Também destacaram que o valor máximo para a tensão de cisalhamento não deveria se limitar a 5,5 MPa. Com a inclusão dos dados de concreto de alta resistência, o limite superior proposto foi de 20% da resistência à compressão do concreto ( $0,2f_c$ ). Finalmente, a resistência da interface dos corpos de prova pré-fissurados foi quase a mesma da resistência residual dos corpos de prova com junta fria e dos não fissurados.

**Tabela 8 - Resultados dos ensaios de Kahn e Mitchell (2002).**

Corpos de Prova	$f_c$ (MPa)	$A_v f_y$ (kN)	$\rho_v f_y$ (MPa)	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_r$ (MPa)	$\tau_u/f_c$	$\tau_r/f_c$	$\rho_v f_y/f_c$	$\tau_u/\tau_r$	$\tau_u/\sqrt{f_c}$
SF-7-1-CJ	80,91	81,40	2,10	240,02	6,21	2,19	0,08	0,03	0,03	2,84	0,69
SF-7-2-CJ	80,91	162,35	4,20	364,92	9,43	4,76	0,12	0,06	0,05	1,98	1,05
SF-7-3-CJ	85,99	243,75	6,30	490,26	12,67	4,61	0,15	0,05	0,07	2,75	1,37
SF-7-4-CJ	85,99	324,70	8,39	589,74	15,24	8,98	0,18	0,10	0,10	1,70	1,64
SF-10-1-CJ	98,78	80,20	2,10	141,03	3,65	2,08	0,04	0,02	0,02	1,75	0,37
SF-10-2-CJ	83,11	162,35	4,20	219,08	5,67	3,48	0,07	0,04	0,05	1,63	0,62
SF-10-3-CJ	89,31	243,75	6,30	506,31	13,09	6,78	0,15	0,08	0,07	1,93	1,39
SF-10-4-CJ	89,31	324,70	8,39	560,04	14,49	9,02	0,16	0,10	0,09	1,61	1,53
SF-14-1-CJ	101,74	81,40	2,10	400,48	10,45	3,23	0,10	0,03	0,02	3,23	1,04
SF-14-2-CJ	101,74	162,35	4,20	440,88	11,40	5,48	0,11	0,05	0,04	2,08	1,13
SF-14-3-CJ	104,93	243,75	6,30	598,76	15,48	6,42	0,15	0,06	0,06	2,41	1,51
SF-14-4-CJ	104,93	324,70	8,39	680,59	17,60	8,23	0,17	0,08	0,08	2,14	1,72
SF-4-1-C	46,92	68,05	1,76	155,57	4,02	2,64	0,09	0,06	0,04	1,52	0,59
SF-4-2-C	46,92	136,11	3,52	247,53	6,40	5,22	0,14	0,11	0,07	1,23	0,93
SF-4-3-C	46,92	204,16	5,27	316,16	8,18	6,45	0,17	0,14	0,11	1,27	1,19
SF-7-1-C	80,91	81,40	2,10	185,26	4,79	2,35	0,06	0,03	0,03	2,04	0,53
SF-7-2-C	85,57	162,35	4,20	229,93	5,94	5,94	0,07	0,07	0,05	1,00	0,64
SF-7-3-C	90,35	243,75	6,30	317,85	8,22	6,04	0,09	0,07	0,07	1,36	0,86
SF-7-4-C	85,99	324,70	8,39	278,82	7,21	7,21	0,08	0,08	0,10	1,00	0,78
SF-10-1-C-a	83,11	81,40	2,10	114,59	2,96	2,96	0,04	0,04	0,03	1,00	0,33
SF-10-1-C-b	98,78	81,40	2,10	133,21	3,45	2,96	0,03	0,03	0,02	1,17	0,35
SF-10-2-C-a	101,19	162,35	4,20	225,71	5,83	5,59	0,06	0,06	0,04	1,04	0,58
SF-10-2-C-b	102,07	162,35	4,20	213,84	5,53	5,21	0,05	0,05	0,04	1,06	0,55
SF-10-3-C-a	111,49	243,75	6,30	287,36	7,43	7,01	0,07	0,06	0,06	1,06	0,70
SF-10-3-C-b	96,01	243,75	6,30	281,62	7,28	6,87	0,08	0,07	0,07	1,06	0,74
SF-10-4-C-a	106,65	324,70	8,39	329,63	8,52	8,19	0,08	0,08	0,08	1,04	0,83
SF-10-4-C-b	113,60	324,70	8,39	339,05	8,76	6,89	0,08	0,06	0,07	1,27	0,82
SF-14-1-C	110,42	81,40	2,10	110,59	2,86	2,83	0,03	0,03	0,02	1,01	0,27
SF-14-2-C	106,84	162,35	4,20	178,59	4,62	4,39	0,04	0,04	0,04	1,05	0,45
SF-14-3-C	106,13	243,75	6,30	246,69	6,38	6,25	0,06	0,06	0,06	1,02	0,62
SF-14-4-C	110,20	324,70	8,39	325,67	8,42	8,23	0,08	0,07	0,08	1,02	0,80
SF-4-1-U	46,92	68,05	1,76	257,27	6,65	3,18	0,14	0,07	0,04	2,09	0,97
SF-4-2-U	46,92	136,11	3,52	355,94	9,20	5,83	0,20	0,12	0,07	1,58	1,34
SF-4-3-U	46,92	204,16	5,27	381,50	9,87	7,34	0,21	0,16	0,11	1,34	1,44
SF-7-1-U	80,91	81,40	2,10	389,14	10,06	2,95	0,12	0,04	0,03	3,41	1,12
SF-7-2-U	85,57	162,35	4,20	524,98	13,58	4,33	0,16	0,05	0,05	3,14	1,47
SF-7-3-U	90,35	243,75	6,30	615,29	15,91	5,34	0,18	0,06	0,07	2,98	1,67
SF-7-4-U	85,99	324,70	8,39	662,72	17,13	6,93	0,20	0,08	0,10	2,47	1,85
SF-10-1-U-a	83,11	81,40	2,10	444,88	11,50	2,70	0,14	0,03	0,03	4,27	1,26
SF-10-1-U-b	98,78	81,40	2,10	408,39	10,56	2,66	0,11	0,03	0,02	3,97	1,06
SF-10-2-U-a	101,82	162,35	4,20	580,71	15,02	5,10	0,15	0,05	0,04	2,95	1,49

**Tabela 8 - Resultados dos ensaios de Kahn e Mitchell (2002) -Continuação**

SF-10-2-U-b	102,07	162,35	4,20	551,38	14,26	5,23	0,14	0,05	0,04	2,73	1,41
SF-10-3-U-a	111,49	243,75	6,30	643,70	16,64	N/R	0,15	N/R	0,06	N/R	1,58
SF-10-3-U-b	96,07	243,75	6,30	657,39	17,00	N/R	0,18	N/R	0,07	N/R	1,73
SF-10-4-U-a	106,65	324,70	8,39	693,52	17,93	8,27	0,17	0,08	0,08	2,17	1,74
SF-10-4-U-b	113,60	324,70	8,39	711,35	18,39	N/R	0,16	N/R	0,07	N/R	1,73
SF-14-1-U	123,81	81,40	2,10	422,03	10,91	3,12	0,09	0,03	0,02	3,50	0,98
SF-14-2-U	119,71	162,35	4,20	482,08	12,47	3,74	0,10	0,03	0,04	3,33	1,14
SF-14-3-U	112,08	243,75	6,30	649,96	16,80	7,24	0,15	0,06	0,06	2,32	1,59
SF-14-4-U	110,73	324,70	8,39	693,26	17,93	8,74	0,16	0,08	0,08	2,05	1,70

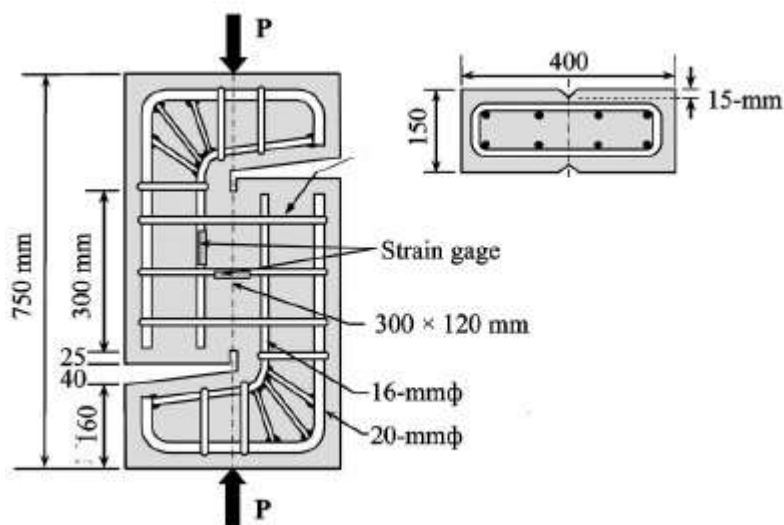
CJ- junta fria

C - pré- fissurado

U- não fissurado inicialmente

### 2.8.4 - Mansur *et al.* (2008)

Mansur *et al.* (2008) estudaram o comportamento à transferência de cisalhamento em concretos com resistências variando de 70 a 110 MPa. Foi realizada uma análise empírica e experimental em 19 corpos de prova *push-off* pré-fissurados. As variáveis incluíram a taxa de armadura e a resistência do concreto. Os ensaios foram divididos em duas séries A e B, de acordo com a taxa de armadura. Seus principais resultados, incluindo a abertura da fissura gerada pela pré-fissuração, são mostrados na Tabela 9. A Figura 16 mostra as principais características geométricas dos corpos de prova estudados.



**Figura 16 - Dimensões do corpo de prova e detalhes da armadura de Mansur *et al.* (2008).**

**Tabela 9 - Programa experimental e principais resultados de Mansur *et al.* (2008).**

Séries	Grupo	Número de estribos	Abertura de fissura $w_0$ (mm)	$\rho_v f_y$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_c$	$\tau_u / f_c$	$\tau_u / \sqrt{f_c}$	
A	Tensão de confinamento $>4$ MPa	N	2T10	0,1	4,71	40,2	8,18	0,12	0,20	1,29
			4T10	0,14	9,42		10,17	0,23	0,25	1,60
			6T10	0,1	14,13		12,92	0,35	0,32	2,04
		M	2T10	0,27	4,71	69	7,5	0,07	0,11	0,90
			3T10	0,07	7,07		11,5	0,10	0,17	1,38
			4T10	0,2	9,42		14,03	0,14	0,20	1,69
		H	2T10	0,19	4,71	87	7,78	0,05	0,09	0,83
			3T10	0,32	7,07		12,36	0,08	0,14	1,33
			4T10	0,15	9,42		14,17	0,11	0,16	1,52
B	Tensão de confinamento $\leq 4$ MPa	1	4R8	0,22	2,67	73,2	6,73	0,04	0,09	0,79
		2	2R8	0,23	1,34	84,9	5,17	0,02	0,06	0,56
			4R8	0,18	2,67		7,32	0,03	0,09	0,79
			5R8	0,15	3,36		8,21	0,04	0,10	0,89
			6R8	0,13	4,02		9,17	0,05	0,11	1,00
		3	4R8	0,13	2,67	95,2	7,97	0,03	0,08	0,82
		4	2R8	0,17	1,34	106,4	6,01	0,01	0,06	0,58
			4R8	0,12	2,67		8,43	0,03	0,08	0,82
			5R8	0,13	3,36		9,24	0,03	0,09	0,90
			6R8	0,11	4,02		9,96	0,04	0,09	0,97

Para uma determinada taxa de armadura, um aumento na resistência do concreto determina a rigidez inicial e prolonga a resposta linear a um nível de carga superior, aumentando a resistência última e a correspondente deformação, exceto para as amostras com pouca armadura. Concluíram também que o benefício do aumento da resistência do concreto é maior para taxas de armaduras elevadas.

Os pesquisadores observaram que um aumento na taxa de armadura modifica a resistência, a rigidez e as deformações de um modo semelhante ao da resistência do concreto. Isto é, para uma dada resistência do concreto, um aumento na taxa de armadura leva a uma rigidez inicial maior e também a uma resposta linear mais longa, aumentando a resistência e a deformação última. Outra consideração foi que a resistência à transferência de cisalhamento aumenta de forma mais significativa quando se aumenta a taxa de armadura em resistências do concreto mais elevadas.



Após avaliação dos dados experimentais, os pesquisadores propuseram equações gerais para melhor representar a resistência à transferência de cisalhamento para uma ampla gama de resistência do concreto, considerando a tensão de confinamento normalizada ( $\rho_v f_y / f_c$ ). Primeiramente, a partir da equação proposta por Mau e Hsu (1988) e utilizando os valores obtidos de ensaios com análise estatística, foi sugerida uma curva simples:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,566 \left( \frac{\rho_v f_y}{f_c} \right)^{0,5} \quad (31)$$

Também foi sugerida uma aproximação tri-linear similar à proposta por Mattock (2001). A equação para o trecho inicial foi obtida por ajuste de curva linear através dos dados para  $\rho_v f_y / f_c < 0,075$ . A expressão proposta é:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 2,5 \left( \frac{\rho_v f_y}{f_c} \right) \quad (32)$$

A equação do trecho médio é:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = \frac{0,56}{(f_c)^{0,385}} + 0,55 \left( \frac{\rho_v f_y}{f_c} \right) \quad (33)$$

O trecho final é uma linha horizontal que representa o limite da resistência à transferência de cisalhamento para além do qual a armadura que atravessa o plano de cisalhamento fissurado não escoar até a falha e é dada por:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,3 \quad (34)$$

Assim, a resistência à transferência de cisalhamento é calculada utilizando as equações e o menor dos três valores representará a resistência verdadeira.

## 2.9 - Recomendações práticas de normas para atrito- cisalhamento

Atualmente, as disposições da ACI 318 (2014) e o Manual de Projeto PCI (2010) apresentam uma abordagem de previsões para projeto de atrito- cisalhamento semelhante, na qual a resistência última de cisalhamento ( $V_u$ ) é calculada em função do coeficiente de atrito  $\mu$ , da área de armadura do plano

de cisalhamento ( $A_{sw}$ ) e da tensão de escoamento da armadura  $f_y$ , sendo expressa da seguinte forma:

$$V_u = \mu A_{sw} f_y \quad (35)$$

Na Equação (35), o coeficiente de atrito  $\mu$  está relacionado ao atrito entre as superfícies da interface fissurada e o efeito de pino da armadura. O valor de  $\mu$  é decorrente da condição da interface e do tipo de concreto. O fator de modificação  $\lambda$  é utilizado para considerar a redução dos valores das propriedades mecânicas do concreto leve em relação ao concreto normal para mesma resistência à compressão. A Tabela 10 apresenta as diferentes condições de interface e os coeficientes de atrito e resume os limites para resistência última ao cisalhamento do ACI 318-14 e do Manual de Projeto PCI (2010) quando se trata de atrito-cisalhamento.

A resistência última ao cisalhamento pode também ser expressa em termos da tensão de cisalhamento ( $\tau_u$ ):

$$\tau_u = \mu \rho_v f_y \quad (36)$$

onde :

$\rho_v$  é a taxa de armadura de cisalhamento dada por  $A_{sw}/A_c$ ;

$A_c$  é a área do plano de cisalhamento.

**Tabela 10 - Coeficiente de atrito e tensão última de cisalhamento para diferentes interfaces**

Características da interface	$\mu$	$\tau_u$ -ACI 318 (2014)	$\tau_u$ -PCI (2010)
Concreto monolítico	$1,4\lambda$	Concreto de peso normal: $\leq \begin{bmatrix} 0,2f_c \\ 3,3 + 0,08f_c \text{ MPa} \\ 11 \text{ MPa} \end{bmatrix}$	$\leq \begin{bmatrix} 0,3\lambda f_c \\ 6,89\lambda \text{ MPa} \end{bmatrix}$
Concreto sobre concreto com superfície intencionalmente rugosa	$1,0\lambda$	Para outros casos: $\leq \begin{bmatrix} 0,2f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{bmatrix}$	$\leq \begin{bmatrix} 0,25\lambda f_c \\ 6,89\lambda \text{ MPa} \end{bmatrix}$
Concreto sobre concreto com superfície não intencionalmente rugosa	$0,6\lambda$	$\leq \begin{bmatrix} 0,2f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{bmatrix}$	$\leq \begin{bmatrix} 0,2f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{bmatrix}$
Concreto em aço	$0,7\lambda$		

$\lambda = 1$  para concreto com agregado normal;

$\lambda = 0,85$  para concreto de agregado graúdo leve;

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

## CAPÍTULO III - PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 3.1 - Considerações iniciais

Neste capítulo, são apresentados os detalhes do programa experimental desenvolvido nesta pesquisa.

Foram realizados ensaios em 12 corpos de prova pré-fissurados, utilizando o método de *push-off* sob carregamento linear constante, onde as variáveis analisadas foram: o tipo de agregado, a composição do concreto, a resistência à compressão e a tensão de confinamento transversal ( $\rho_v f_y$ ).

Todos os corpos de prova foram produzidos e ensaiados na Oficina de Estruturas e Materiais do Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF.

### 3.2 - Caracterização dos materiais

#### 3.2.1 - Cimento Portland

Na presente pesquisa, foi utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV ARI) da marca Mizu.

#### 3.2.2 - Agregado graúdo

O agregado graúdo convencional foi proveniente de britagem das pedreiras da região de Campos dos Goytacazes-RJ, dentro dos padrões exigidos em normas.

O agregado graúdo leve foi de argila expandida 1506 com diâmetro médio de 12,5 mm, de formato esférico, produzida pela empresa Cinexpan.

A Tabela 11 apresenta o diâmetro máximo, o módulo de finura e a massa específica real dos agregados segundo a ABNT NBR NM 248(2003) e a ABNT NBR-NM 53 (2009).

**Tabela 11 - Principais características dos agregados graúdos**

	Brita	Argila Expandida 1506
Diâmetro máximo (mm)	19,00	12,5
Módulo de finura (mm)	5,65	3,6
Massa específica real (kg/dm <sup>3</sup> )	2,90	1,15

A Tabela 12 mostra a composição química da argila expandida, onde se observa a presença predominante de sílica e alumina como esperado.

**Tabela 12 - Composição química da argila expandida 1506**

<b>Compostos químicos</b>	<b>Percentuais em massa (%)</b>
SiO <sub>2</sub>	58,96
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	22,61
K <sub>2</sub> O	7,95
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,42
SO <sub>3</sub>	1,21
TiO <sub>2</sub>	1,11
CaO	0,5

Quando se trabalha com agregados de elevada porosidade, como o caso da argila expandida, é importante avaliar a absorção de água, pois o agregado absorve parte da água de amassamento. Porém, não existe uma metodologia específica para agregados leves, sendo assim, adaptado de Grabois (2012), foi feito o seguinte procedimento: a amostra foi preparada e inserida entre duas peneiras, fixada por meio de um arame em uma balança com dispositivo adequado no centro do prato da balança para mantê-la suspensa na água. Foi utilizado um recipiente contendo água para submergir as peneiras com a argila expandida.

Após submergir o agregado leve dentro das peneiras, os valores de massa foram registrados para avaliar a capacidade de absorção de água nos seguintes intervalos de tempo: a cada minuto durante os 20 primeiros minutos; a cada dois minutos até a primeira meia hora; a cada 5 minutos até completar a primeira hora; a cada 10 min até 1 hora e meia e após 30 minutos até às 6 horas; depois desse tempo, a absorção se torna mais estável e os intervalos foram maiores (Figura 17).



**Figura 17 - Esquema de ensaio para avaliação da absorção de água.**

De acordo com Holm e Bremmer (2000), se o agregado leve apresentar valores de absorção de água abaixo de 10% em massa, após 24 horas de imersão, pode-se adotar um método de mistura utilizado para concretos tradicionais e utilizar agregados nas condições ambientais de umidade, ou seja, sem saturação prévia. O valor obtido no ensaio para absorção de água foi de 5,78%, sendo assim, não foi necessário realizar a saturação da argila expandida.

### **3.2.3 - Agregado miúdo**

O agregado miúdo convencional utilizado foi uma areia quartzosa originária do Rio Paraíba do Sul na cidade de Campos dos Goytacazes-RJ. A classificação deste agregado quanto à dimensão máxima característica, módulo de finura e massa específica real foi feita segundo procedimentos da ABNT NBR-NM 248 (2003) e da ABNT NBR- NM 52 (2009) e seus valores são apresentados na Tabela 13.

**Tabela 13 - Principais características do agregado miúdo.**

Diâmetro máximo (mm)	2,36
Módulo de finura (mm)	2,47
Massa específica real (kg/dm <sup>3</sup> )	2,60

### **3.2.4 - Água**

A água utilizada para produção dos concretos foi proveniente da rede de abastecimento Águas do Paraíba do Município de Campos dos Goytacazes-RJ.

### 3.2.5 - Superplastificante

Para o concreto da série C de alta resistência foi utilizado o superplastificante PLASTOL 5035 da Viapol.

### 3.2.6 - Armaduras

Foram utilizadas barras nervuradas CA-50 da GUERDAU com diâmetro nominal de 8 mm para os estribos que constituem a armadura transversal e barras de 8 e 12,5 mm para armadura auxiliar.

Amostras da armadura de 8 mm de diâmetro nominal usado na armadura transversal foram ensaiados à tração conforme a ABNT NBR ISO 6892-1 (2015), no Laboratório de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UENF- RJ.

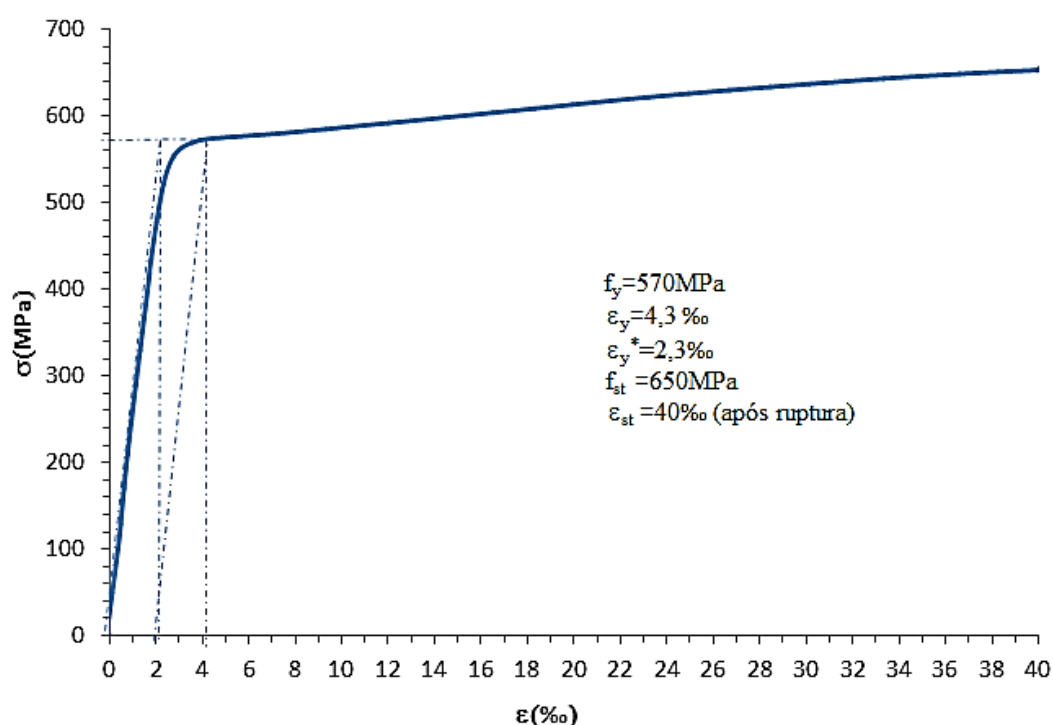


Figura 18 - Curva tensão vs. deformação da armadura de diâmetro nominal 8 mm

Para a aquisição da deformação ao longo do ensaio, as barras foram instrumentadas com *strain gage*. A Figura 18 mostra a curva tensão vs deformação da barra ensaiada e a Figura 19, a ruptura da barra após o ensaio. A Tabela 14 apresenta as propriedades físicas e mecânicas da barra ensaiada, resultado do ensaio de três amostras.



**Figura 19 - Armadura de 8 mm após ruptura**

**Tabela 14 - Propriedades físicas e mecânicas da armadura**

Aço	Área (mm <sup>2</sup> )	$\phi$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$\epsilon_y$ (‰)	$\epsilon_y^*$ (‰)	$\epsilon_u$ (‰)	$f_u$ (MPa)
CA-50	50,24	8	570	247,83	4,3	2,3	40	650

### 3.3 - Detalhes dos corpos de prova

Para cada tipo de concreto, foram produzidos quatro corpos de prova tipo *push-off* que se diferenciavam por sua taxa de armadura transversal. A definição da quantidade de armadura transversal na interface foi feita levando-se em consideração faixas utilizadas por pesquisas realizadas anteriormente e a armadura auxiliar para prever uma possível ruptura prematura no processo de ensaio. Foi realizada primeiramente uma análise de tensões, utilizando o software SAP (2000)<sup>®</sup> e, posteriormente, dimensionada através do modelo de bielas e tirantes, utilizando o software CAST<sup>®</sup> como mostrado na Figura 20 e na Figura 21, respectivamente.

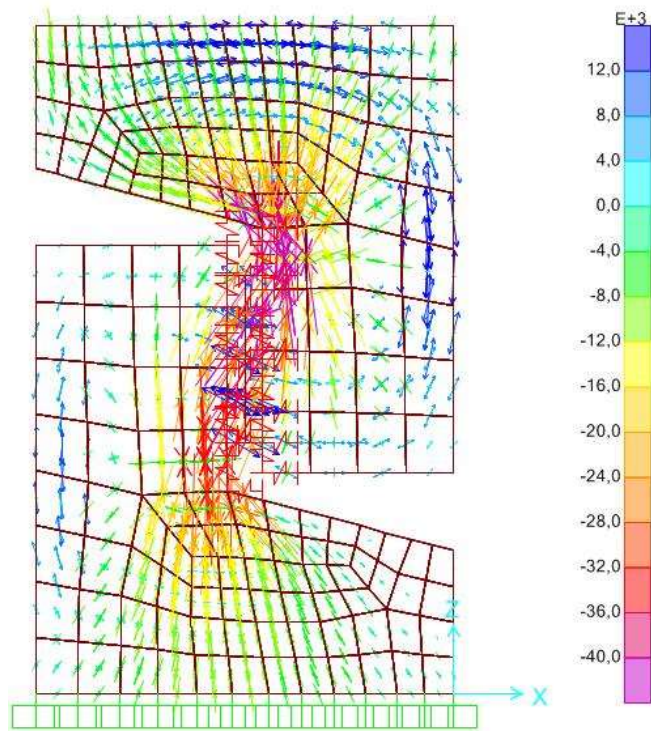


Figura 20 - Análise de tensões do corpo de prova utilizando o software SAP®(2000)

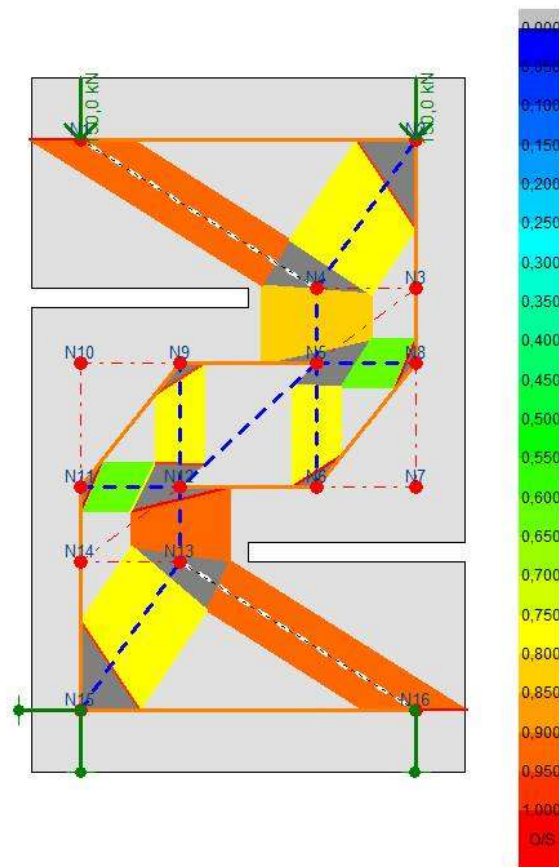


Figura 21 - Dimensionamento pelo modelo de bielas e tirantes utilizando o software CAST®



O programa experimental foi dividido em três séries, A, B e C, e cada uma delas possui quatro corpos de prova que se diferenciam pela taxa de armadura. Os detalhes do programa experimental incluindo o número de estribos, a taxa de armadura ( $\rho_v$ ) e a tensão de confinamento ( $\rho_v f_y$ ) dos corpos de prova são mostrados na Tabela 15.

A codificação adotada para os corpos de prova foi:

X-PO-Y-Z

onde,

X - tipo de concreto;

PO - ensaio de *push-off*;

Y - tipo de traço;

Z - tensão de confinamento da armadura transversal.

**Tabela 15 - Detalhes do programa experimental**

Série	Corpo de prova	Número de estribos $\phi = 8$ mm	$\rho_v$ (%)	Tensão de Confinamento $\rho_v f_y$ (MPa)
A	L-PO-1-4,79	2	0,84	4,79
	L-PO-1-7,64	3	1,34	7,64
	L-PO-1-10,20	4	1,79	10,20
	L-PO-1-12,71	5	2,23	12,71
B	N-PO-1-4,79	2	0,84	4,79
	N-PO-1-7,64	3	1,34	7,64
	N-PO-1-10,20	4	1,79	10,20
	N-PO-1-12,71	5	2,23	12,71
C	N-PO-2-4,79	2	0,84	4,79
	N-PO-2-7,64	3	1,34	7,64
	N-PO-2-10,20	4	1,79	10,20
	N-PO-2-12,71	5	2,23	12,71

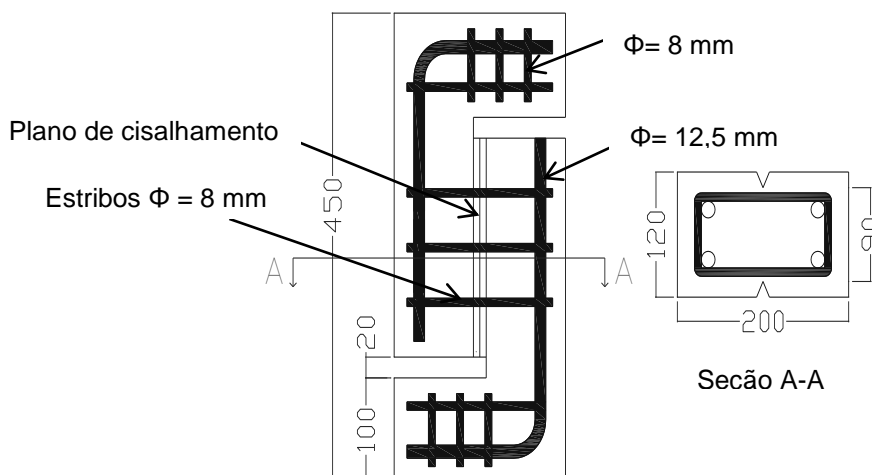
A geometria dos corpos de prova é o clássico *setup* do tipo de *push-off*, sendo este um ensaio de cisalhamento adotado para avaliar a resistência de união de interfaces de concreto quando existe armadura cruzando a mesma. O corpo de prova é composto por duas partes de concreto, cada uma com a forma de um L, ligados através da interface, apresentando uma abertura em ambas as extremidades, que permite que o ensaio continue após a ruptura da interface em cisalhamento. As dimensões dos corpos de prova foram determinadas com base em estudos realizados por outros pesquisadores,

como mostrado na Tabela 16, e de maneira que fosse possível realizar o ensaio com os equipamentos disponíveis no laboratório.

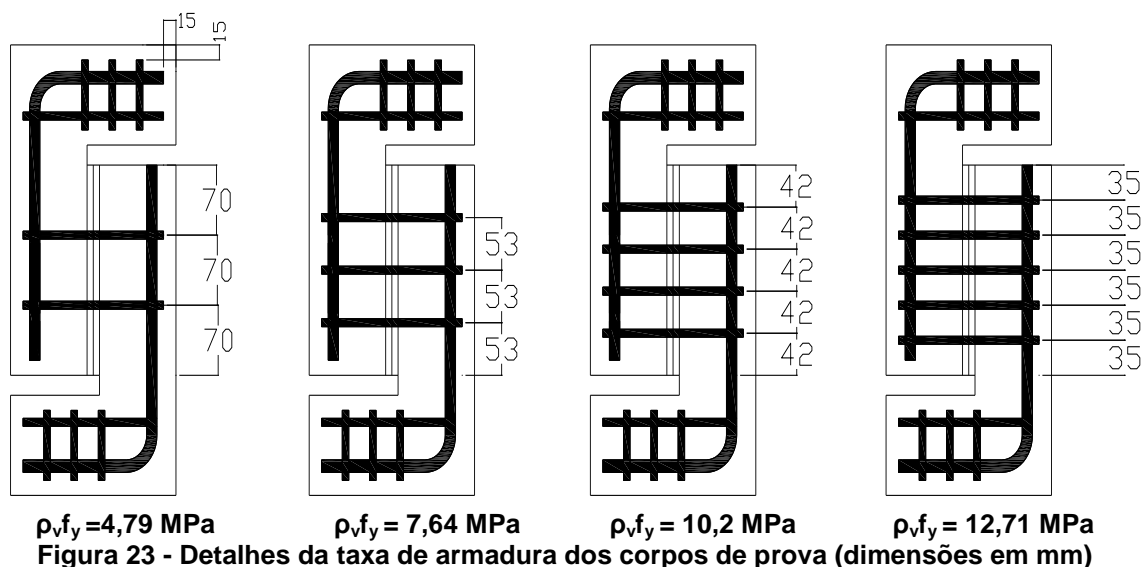
**Tabela 16 - Dimensões de corpos de prova e taxas de armadura de pesquisas anteriores e do presente estudo**

Dimensão do corpo de prova b x h (mm)	Dimensão do plano de cisalhamento (mm)	$\rho_v f_y$ (MPa)	Referência
255 x 550	130 x 250	1,40 - 10,0	Hofbeck <i>et al</i> (1969)
300 x 450	120 x 300	0,35 - 12,0	Frenay <i>et al.</i> (1987)
260 x 500	185 x 170	4,40 - 8,80	Ahmed e Ansell (2010)
250 x 540	125 x 250	0,93 - 7,88	Rahal e Al- Khaleefi (2015)
450 x 200	120 x 200	4,79 - 12,71	Presente estudo

Na Figura 22, são mostrados os detalhes e as dimensões dos corpos de prova e, na Figura 23, a distribuição da armadura transversal e auxiliar.



**Figura 22 - Detalhes dos corpos de prova e corte A- A (dimensões em mm)**



**Figura 23 - Detalhes da taxa de armadura dos corpos de prova (dimensões em mm)**

### 3.4 - Formas

Para a produção dos corpos de prova *push-off*, foi necessária a fabricação de formas. Estas foram fabricadas em chapas metálicas para atender as dimensões definidas para os corpos de prova e possuem, no fundo e na parte superior, uma saliência com o objetivo de deixar uma hachura, delimitando desta forma o plano de cisalhamento. Foram usadas duas placas de isopor fixadas à forma para a abertura nas extremidades (Figura 24).



Figura 24 - Forma metálica para produção dos corpos de prova.

### 3.5 - Traço dos concretos

Foram produzidos três traços de concreto, um para concreto leve confeccionado com argila expandida com resistência à compressão ( $f_c$ ) de 30 MPa (série A) e dois para concreto de alta resistência com agregado normal de 50 MPa (série B e C) que possuem diferenças em sua matriz cimentícia, com relação água/materiais cimentícios diferentes (Normal 1 com 0,18 e Normal 2 com 0,12). Após um estudo prévio, foram escolhidos os traços. As quantidades dos materiais para preparação de um metro cúbico de concreto são mostradas na Tabela 17. Para todos os traços, o valor do abatimento de tronco de cone foi  $70 \pm 10$  mm.

Tabela 17 - Quantidade de materiais para produzir um metro cúbico de concreto.

Tipo de Concreto	Resistência (MPa)	a/c	Consumo de materiais- Kg/m <sup>3</sup>					
			Água	Cimento	Areia	Brita	Argila expandida	Superplastificante (%)
Leve	30	0,38	196,5	517	672,1	-	361,9	-
Normal 1	50	0,45	205	456	682	1005	-	-
Normal 2	50	0,34	164,4	478	905,3	860	-	0,83

### 3.6 - Concretagem e cura dos corpos de prova

Na produção do concreto leve e de alta resistência, foi utilizado um misturador do tipo planetário, disponível no Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) na UENF.

Para o concreto leve, foram seguidas as seguintes etapas:

- umedecimento do misturador com água;
- mistura dos agregados leves por 1 minuto;
- repouso por 10 minutos, com o misturador desligado, para que os agregados absorvam parte da água;
- adição de cimento e mistura por mais 1 minuto;
- acréscimo do agregado miúdo e do restante da água;
- mistura por 3 minutos.

Para o concreto de densidade normal:

- umedecimento do misturador com água;
- colocação do material cimentício com mistura de 30 segundos;
- colocação de metade da água com superplastificante dissolvido;
- mistura por 1 minuto;
- adição do agregado miúdo e restante da água;
- mistura por 3 minutos;
- descanso por 1 minuto (retirada do material retido);
- mistura por mais um minuto.

Para o concreto que não teve a utilização de superplastificante, eliminou-se esta etapa e toda a água foi colocada juntamente com o agregado miúdo.

Os corpos de prova foram moldados horizontalmente de forma monolítica, utilizando uma mesa vibratória (Figura 25). A moldagem e a cura dos corpos de prova foram executadas conforme procedimentos recomendados pela ABNT NBR 5738 (2015) e a cura foi realizada durante 28 dias em tanque de água saturada com cal.



Figura 25 - Concretagem utilizando mesa vibratória

### 3.7 - Caracterização mecânica dos concretos

A avaliação das propriedades mecânicas foi realizada a partir de ensaios de resistência à compressão ( $f_{cm}$ ), resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ) e tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ).

A resistência à compressão dos concretos produzidos foi avaliada através da ruptura de corpos de prova cilíndricos, de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, conforme recomendações da NBR 5379 (2007), mostrada na Figura 26. Os corpos de prova tiveram suas extremidades regularizadas para evitar a concentração de tensões na face.

A resistência à tração na flexão dos concretos foi obtida por meio de corpos de prova prismáticos de seção transversal quadrada com 15 cm de aresta e 50 cm de comprimento, com vão livre de 450 mm, segundo as prescrições na NBR 12142 (2010). A configuração do ensaio está mostrada na Figura 27.

A resistência à tração indireta foi determinada também utilizando corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm. O ensaio foi realizado de acordo com as prescrições da NBR 7222 (2011) e a sua disposição está mostrada na Figura 28. As superfícies de ruptura dos corpos de prova após a ruptura por tração indireta é mostrada na Figura 29.

Os valores das resistências e seus respectivos desvios padrões estão indicados na Tabela 18.

**Tabela 18 – Valores médios de resistência à compressão, tração na flexão e tração indireta**

Corpos de Prova	Idade	Quantidade de corpos de prova	$f_{cm}$	Quantidade de corpos de prova	$f_{ct,f}$	Quantidade de corpos de prova	$f_{ct,sp}$
	(dias)	100x200 mm	(MPa)	150x150x500 mm	(MPa)	100x200 mm	(MPa)
L-PO-1-4,79	28	3	30,88	3	3,1	3	1,89
L-PO-1-7,64							
L-PO-1-10,20							
L-PO-1-12,71							
Desvio padrão (MPa)		0,51		0,21		0,02	
N-PO-1-4,79		3	52,22	3	4,46	3	3,24
N-PO-1-7,64							
N-PO-1-10,20							
N-PO-1-12,71							
Desvio padrão (MPa)		0,99		0,48		0,29	
N-PO-2-4,79		3	50,27	3	4,86	3	2,95
N-PO-2-7,64							
N-PO-2-10,20							
N-PO-2-12,71							
Desvio padrão (MPa)		3,21		0,60		0,54	



**Figura 26 - Ensaio de resistência à compressão**



Figura 27 - Configuração do ensaio de resistência à tração na flexão



Figura 28 - Disposição do ensaio de resistência à tração indireta



Série A

Série B

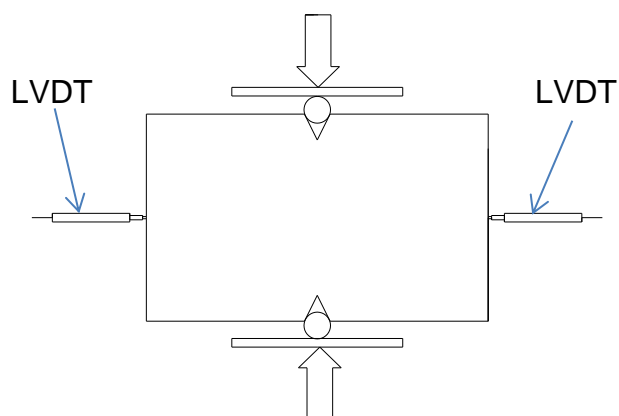
Série C

Figura 29 - Superfícies de ruptura dos corpos de prova após o ensaio de tração indireta para os diferentes tipos de traço

### 3.8 - Instrumentação e procedimentos de ensaios

Os corpos de prova foram pré-fissurados, colocando-os em posição horizontal e aplicando-se uma carga linear constante, através de um par de rolos de aço colocados no plano de cisalhamento (Figura 30). Os ensaios foram realizados numa máquina universal de ensaio da empresa EMIC, com capacidade de 2000 kN. A deformação normal ao plano de cisalhamento foi monitorada por quatro Transdutores de Deslocamento Linear Variável (LVDT). Os LVDTs foram

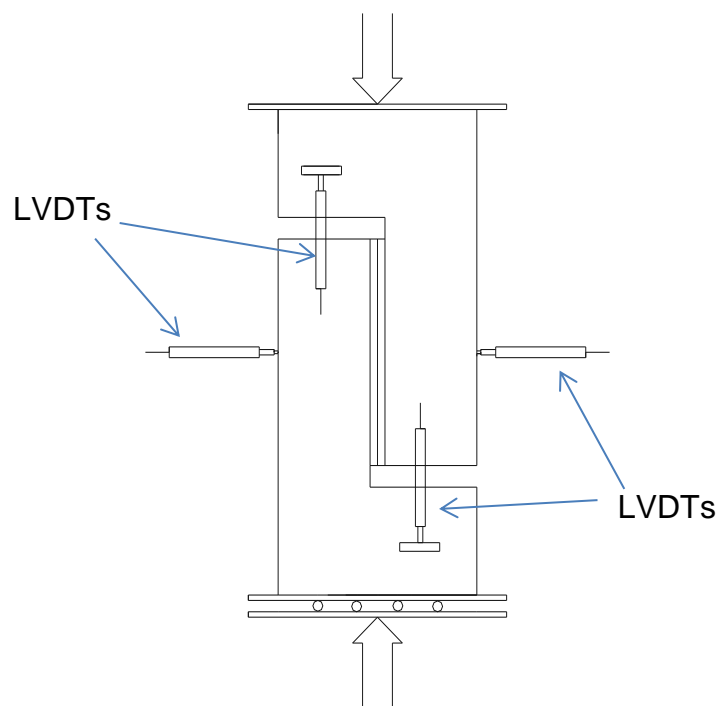
colocados a 2,5 cm da abertura do corpo de prova, distanciados a 18,5 cm. O carregamento foi aplicado a uma velocidade de 5,9 mm/s e foi interrompido assim que uma queda de carga foi identificada. Constatou-se, como já observado por Emiko *et al.* (2011) que, após a retirada da carga, a abertura da fissura teve uma diminuição devido a uma recuperação elástica.



**Figura 30 - Esquema e ensaio de pré-fissuração.**

Após a pré-fissuração, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de *push-off*, ou seja, o ensaio de cisalhamento direto. Para a realização dos ensaios tipo *push-off*, os corpos de prova foram instrumentados através do uso de LVDTs, como mostra a Figura 31, sendo dois para medir o deslizamento de uma das partes do corpo de prova em relação a outra e outros dois colocados horizontalmente para medir o deslocamento transversal. Além disso, para cada corpo de prova, foi medida a deformação da armadura transversal, através da colocação de um *strain gage* em um dos estribos, ficando localizado no plano de cisalhamento (Figura 32).





**Figura 31 - Esquema do ensaio *push-off*.**



**Figura 32 - Estribos instrumentados com *strain gage*.**

Os ensaios nos corpos de prova pré-fissurados foram realizados utilizando a mesma máquina da pré-fissuração e os mesmos foram realizados ao longo do plano de cisalhamento. A carga foi aplicada através de um assento esférico e um conjunto de placas e rolos de aço mostrado na Figura 33, com uma velocidade de 5,9 mm/s. A utilização dos rolos garante que a separação das duas metades do corpo de prova não seja restringida pela máquina de ensaio (Figura 34).



**Figura 33 - Setup de ensaio**



**Figura 34 - Detalhe do *setup* de ensaio.**

## CAPÍTULO IV - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 - Considerações iniciais

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios da pré-fissuração e dos ensaios de *push-off* de todos os corpos de provas.

### 4.2 - Resultados dos ensaios de pré-fissuração

A Tabela 19 apresenta os valores de aberturas de fissuras iniciais ( $w_0$ ) obtidas do ensaio supracitado.

**Tabela 19 - Abertura de fissuras obtidas nos ensaios de pré-fissuração**

Corpos de Prova	$\rho_v f_y$ (MPa)	$w_0$ (mm)
L-PO-1-4,79	4,79	1,47
L-PO-1-7,64	7,64	1,42
L-PO-1-10,20	10,20	1,50
L-PO-1-12,71	12,71	1,50
N-PO-1-4,64	4,79	1,56
N-PO-1-7,64	7,64	1,45
N-PO-1-10,20	10,20	1,52
N-PO-1-12,71	12,71	1,55
N-PO-2-4,64	4,79	1,58
N-PO-2-7,64	7,64	1,49
N-PO-2-10,20	10,20	1,56
N-PO-2-12,71	12,71	1,59

Nota-se que os valores obtidos de aberturas de fissura variam na faixa de 1,42 a 1,59mm.

A fim de mostrar o padrão de pré-fissuração dos corpos de prova tipo *push-off*, apresenta-se, na Figura 35, a curva carga vs abertura de fissura, em que pode-se observar o instante onde começa o processo de fissuração nos corpos de prova.

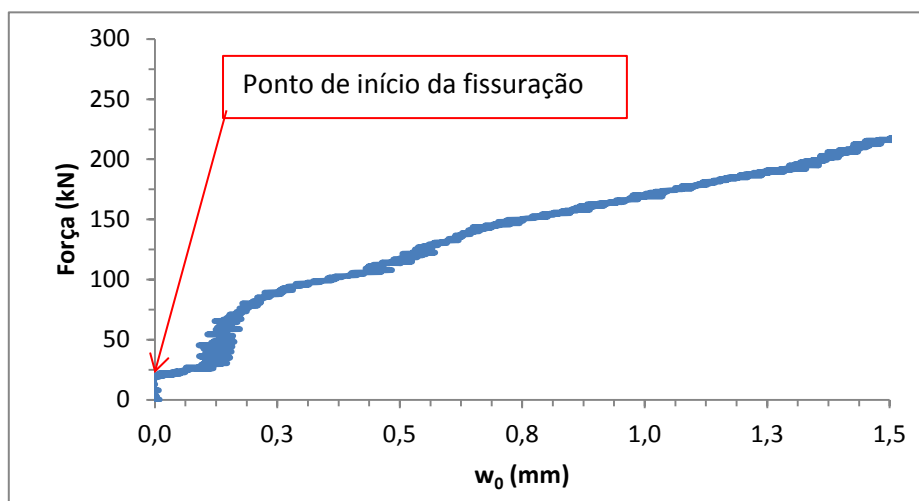


Figura 35 - Curva carga vs fissura inicial do corpo de prova L-PO-1-12,71

### 4.3 - Resultados dos ensaios de *push-off*

Na Tabela 20, apresentam-se os resultados dos ensaios dos corpos de prova tipo *push-off*.

Tabela 20- Resultados dos ensaios *push-off*

Corpos de prova	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{c,sp}$ (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$s$ (mm)	$w$ (mm)
L-PO-1-4,79	30,88	1,89	3,10	79,5	4,2	2,33	1,48
L-PO-1-7,64				80,7	4,3	1,36	1,75
L-PO-1-10,20				105,1	5,6	1,19	2,76
L-PO-1-12,71				107,7	5,7	1,41	2,44
N-PO-1-4,79	52,22	3,24	4,46	110,5	5,8	1,46	1,69
N-PO-1-7,64				160,7	8,5	3,65	2,16
N-PO-1-10,20				191,5	10,1	1,78	1,16
N-PO-1-12,71				142,4	7,5	1,34	3,95
N-PO-2-4,79	50,27	2,95	4,86	120,5	6,4	2,01	1,49
N-PO-2-7,64				142,1	7,5	1,34	1,42
N-PO-2-10,20				147,4	7,8	1,37	0,66
N-PO-2-12,71				168,1	8,9	1,33	3,78

onde,

$f_{cm}$  é a resistência à compressão do concreto no instante da realização do ensaio;

$f_{c,sp}$  é a resistência à tração indireta no instante da realização do ensaio;

$f_{ct,f}$  é a resistência à tração na flexão no instante da realização do ensaio;

$V_u$  é a máxima força de cisalhamento;

$\tau_u$  é a tensão de cisalhamento máxima obtida no ensaio ( $V_u / A_c$ );

s é o deslizamento máximo obtido para  $V_u$ ;

w é a abertura de fissura para  $V_u$ .

#### 4.4 - Comportamento geral dos corpos de prova tipo *push-off*

Os ensaios foram realizados até que as duas partes dos corpos de prova tipo *push-off* ficassem quase unidas (Figura 36).



Figura 36 - Corpo de prova após ruptura

O modo de ruptura dos corpos de prova do tipo *push-off* foi por cisalhamento no plano inicialmente fissurado, exceto os corpos de prova L-PO-1-12,71 e N-PO-1-12,71, que romperam por combinação de flexão e cisalhamento. A flexão ocorreu nas faces externas, assim como ocorreu nos experimentos de Kahn e Mitchell (2002) e Shaw e Sneed (2014). Foi verificado, em exame dos corpos de prova, que os mesmos tinham maiores cobrimentos, atingindo a tensão de tração nas faces externas dos mesmos a resistência à tração do concreto. Nota-se também que estes dois corpos de prova apresentaram a maior armadura de confinamento transversal, de 12,71MPa.

No próximo item, apresenta-se detalhadamente o comportamento de cada um dos corpos de prova tipo *push-off* ensaiados.

#### 4.4.1 - Comportamento dos corpos de prova tipo *push-off* realizados com concreto leve - Série A

Como apresentado em itens anteriores, os corpos de prova tipo *push-off* realizados com concreto leve são referentes a L-PO-1-4,79, L-PO-1-7,64, L-PO-1-10,20 e L-PO-1-12,71. A seguir, apresentam-se os principais resultados obtidos dos ensaios destes corpos de prova.

##### 4.4.1.1 - Corpo de prova tipo *push-off* L-PO-1-4,79

A Figura 37 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e força vs deslocamento transversal (w) para o corpo de prova L-PO-1-4,79.

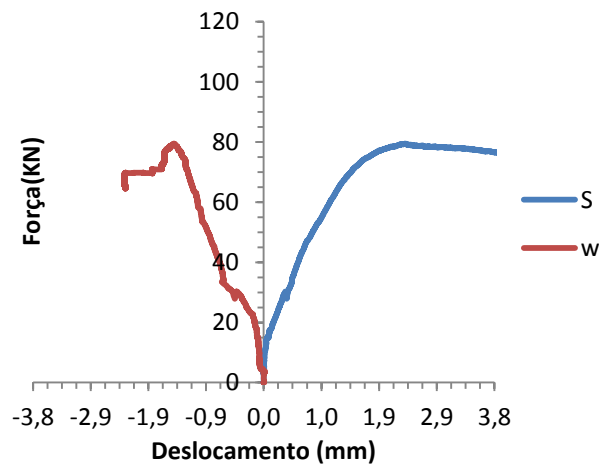
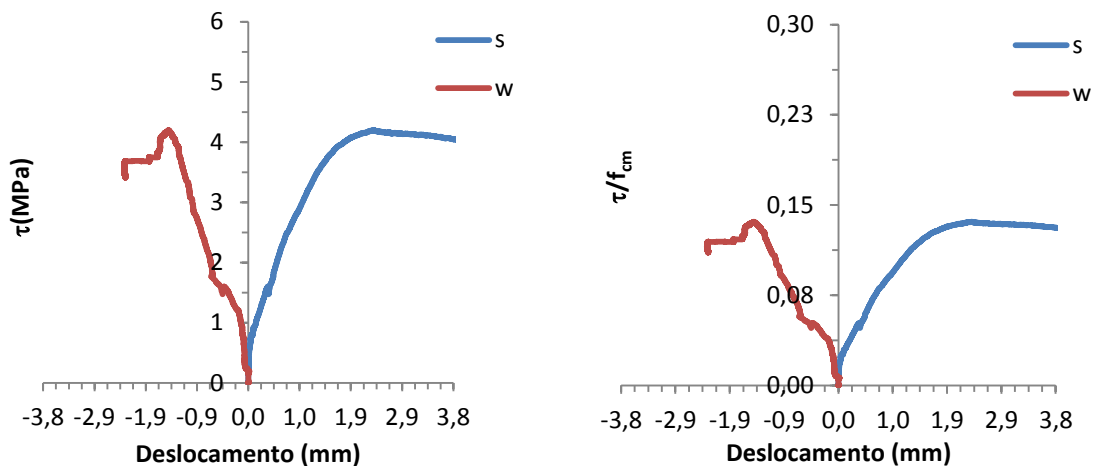


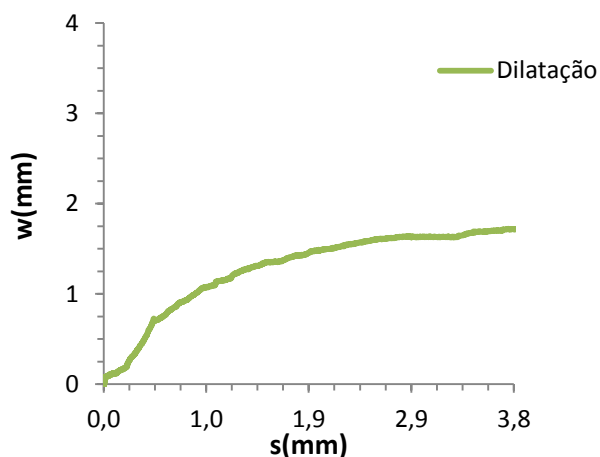
Figura 37 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-4,79.

Na Figura 38, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) vs deslocamento longitudinal (s) e deslocamento transversal (w) e tensão de cisalhamento normalizada ( $\tau/f_{cm}$ ) vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w), respectivamente, do corpo de prova L-PO-1-4,79.



**Figura 38 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-4,79**

Na Figura 39, mostra-se a dilatação, isto é, deformação longitudinal (s) vs deformação transversal (w), experimentada pelo corpo de prova L-PO-1-4,79.



**Figura 39 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-4,79 durante o ensaio**

A Figura 40 mostra o corpo de prova L-PO-1-4,79 sendo pré-fissurado e a Figura 41, no momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.

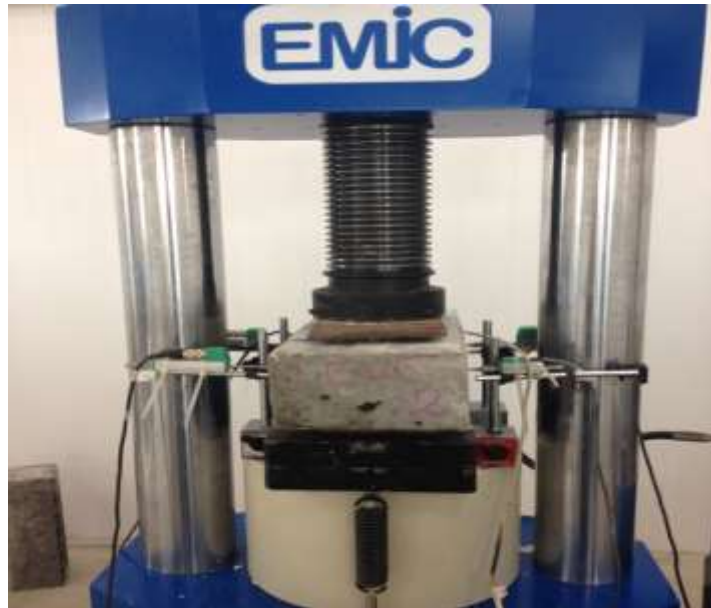


Figura 40 - Pré-fissuração do corpo de prova L-PO-1-4,79



Figura 41 - Corpo de prova L-PO-1-4,79 no momento do ensaio e após ruptura

#### 4.4.1.2 - Corpo de prova tipo *push-off* L-PO-1-7,64

A Figura 42 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e força vs deslocamento transversal (w) para o corpo de prova L-PO-1-7,64.



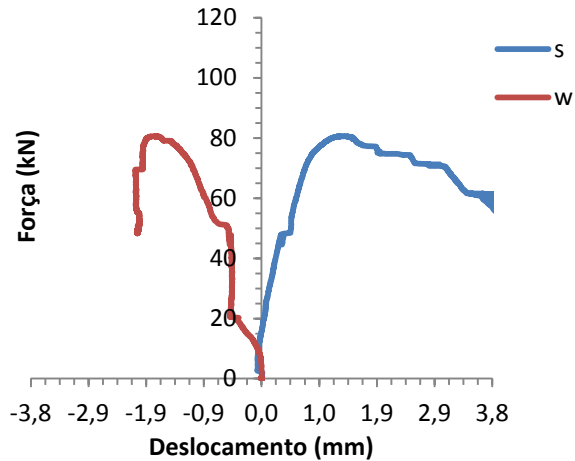


Figura 42 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-7,64

Na Figura 43, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) vs deslocamento longitudinal (s) e deslocamento transversal (w) e tensão de cisalhamento normalizada ( $\tau/f_{cm}$ ) vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w), do corpo de prova L-PO-1-7,64.

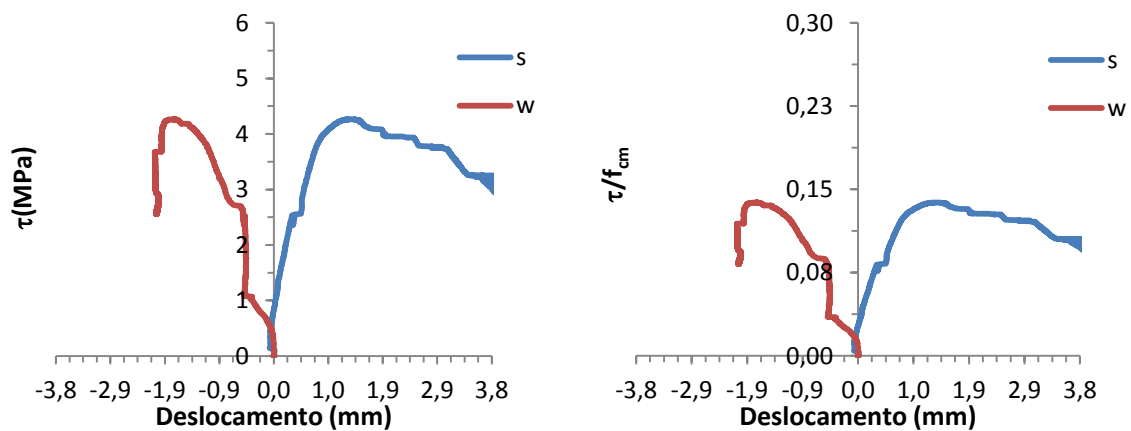
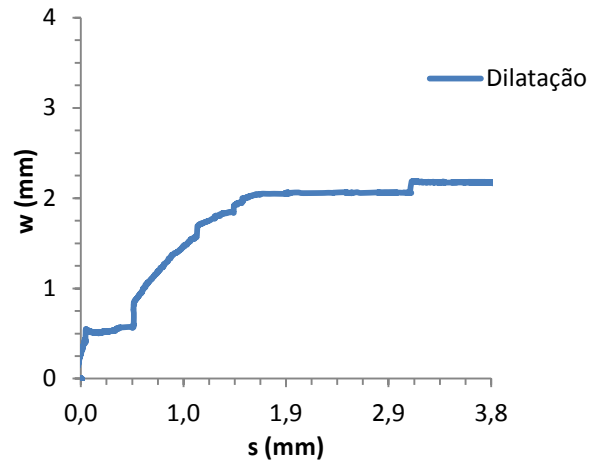


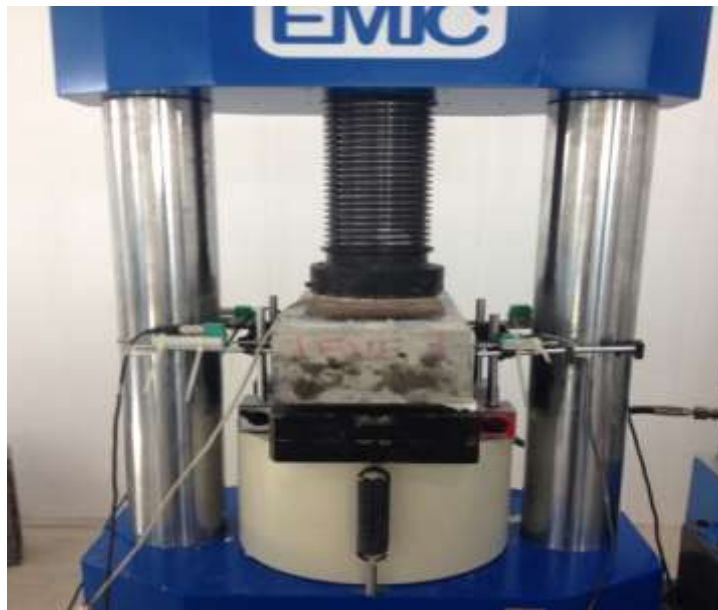
Figura 43 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-7,64

Na Figura 44, mostra-se a dilatação experimentada pelo corpo de prova L-PO-1-7,64.



**Figura 44 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-7,64 durante o ensaio**

A Figura 45 mostra o corpo de prova L-PO-1-7,64 sendo pré-fissurado e a Figura 46, o momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



**Figura 45 - Pré-fissuração do corpo de prova L-PO-1-7,6**



Figura 46 - Corpo de prova L-PO-1-7,64 no momento do ensaio e após ruptura

#### 4.4.1.3 - Corpo de prova tipo *push-off* L-PO-1-10,20

A Figura 47 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e força vs deslocamento transversal (w) para o corpo de prova L-PO-1-10,20.

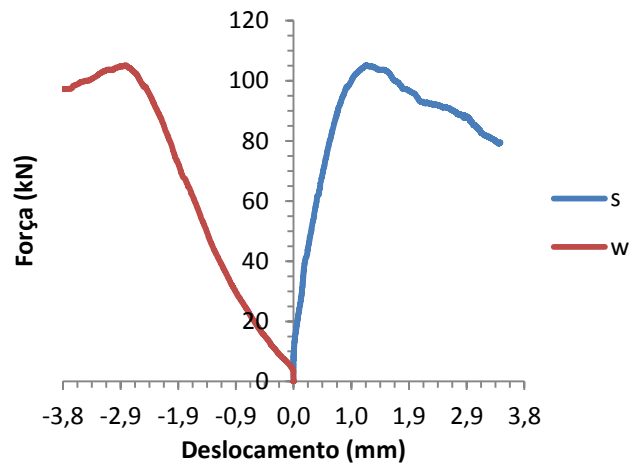
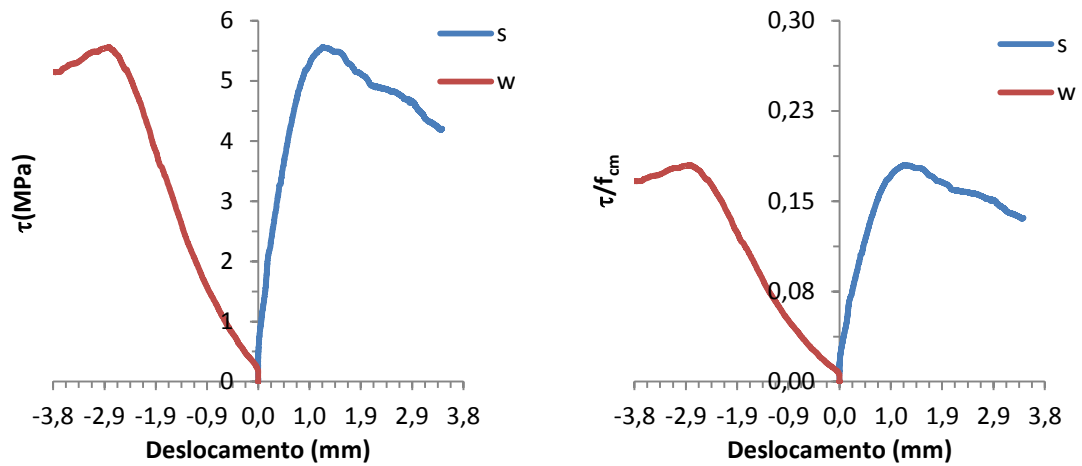


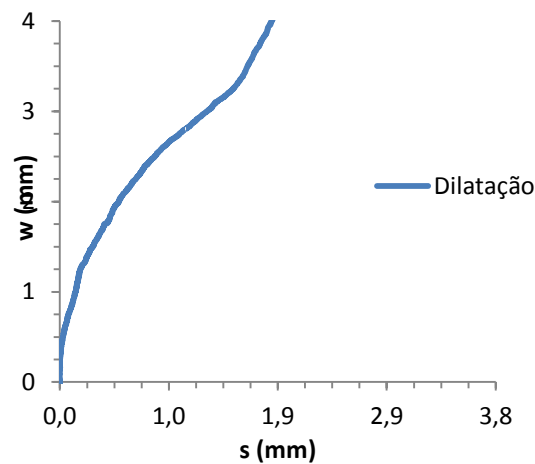
Figura 47 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-10,20.

Na Figura 48, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) e a tensão de cisalhamento normalizada vs s e w, do corpo de prova L-PO-1-10,20.



**Figura 48 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-10,20**

Na Figura 49, mostra-se a dilatação experimentada pelo corpo de prova L-PO-1-10,20.



**Figura 49 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-10,20 durante o ensaio**

A Figura 50 mostra o corpo de prova L-PO-1-10,20 sendo pré-fissurado e a Figura 51, no momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.

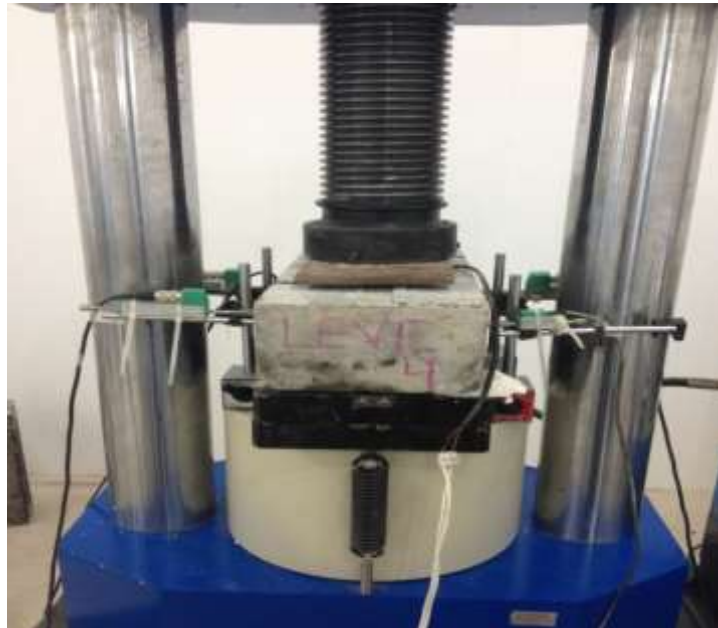


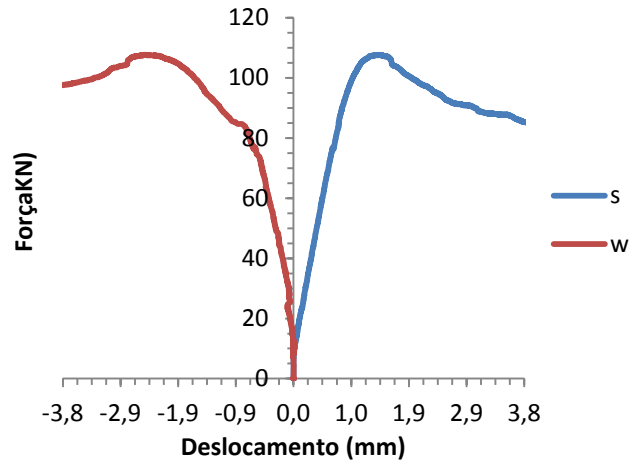
Figura 50 - Pré fissuração do corpo de prova L-PO-1-10,20



Figura 51 - Corpo de prova L-PO-1-10,20 no momento do ensaio e após ruptura

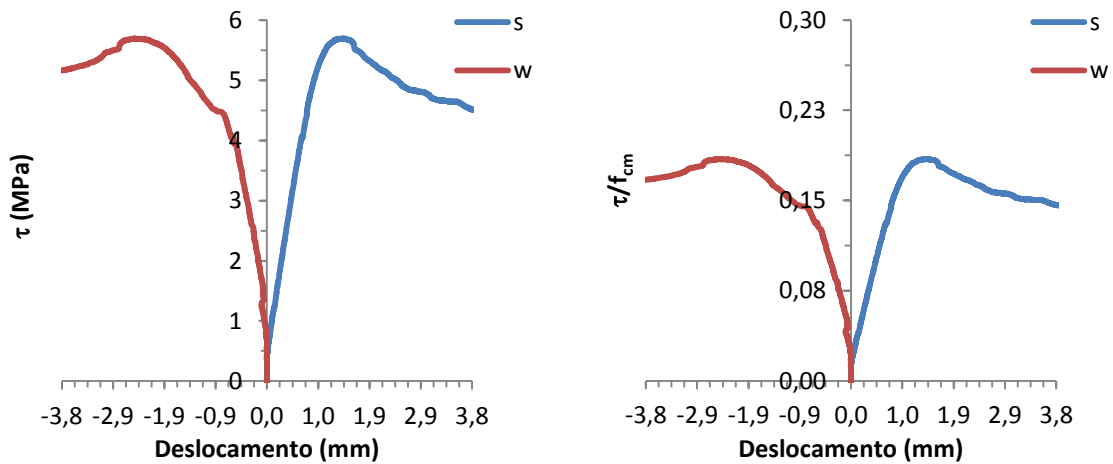
#### 4.4.1.4 - Corpo de prova tipo *push-off* L-PO-1-12,71

A Figura 52 apresenta a curva força vs deslocamento longitudinal (s) e força vs deslocamento transversal (w) para o corpo de prova L-PO-1-12,71.



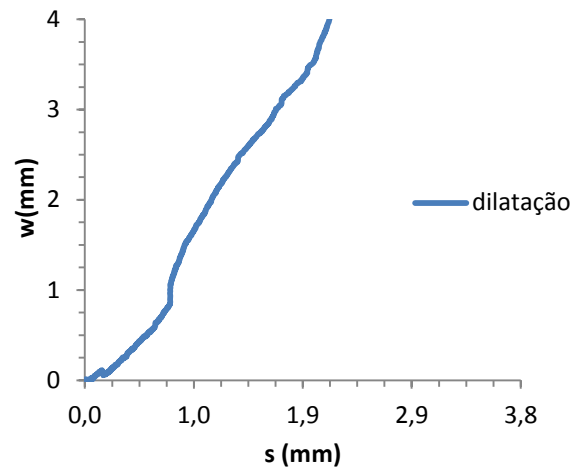
**Figura 52 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-12,71**

Na Figura 53, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) e a tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamentos s e w, do corpo de prova L-PO-1-12,71.



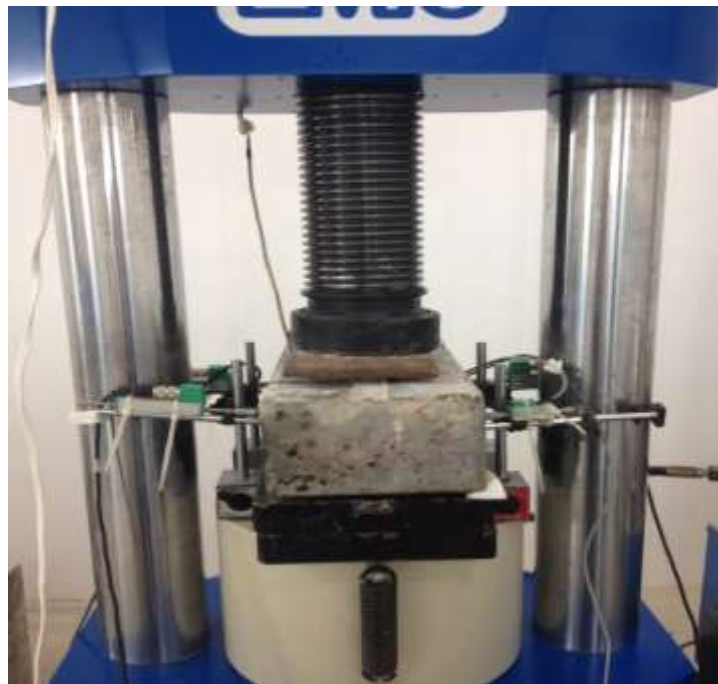
**Figura 53 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova L-PO-1-12,71**

Na Figura 54, mostra-se a dilatação experimentada pelo corpo de prova L-PO-1-12,71.



**Figura 54 - Dilatação do corpo de prova L-PO-1-12,71 durante o ensaio**

A Figura 55 mostra o corpo de prova L-PO-1-10,20 sendo pré-fissurado, no momento do ensaio e a Figura 56, o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



**Figura 55 - Pré - fissuração do corpo de prova L-PO-1-12,71**



Figura 56 - Corpo de prova L-PO-1-12,71 no momento do ensaio e após ruptura

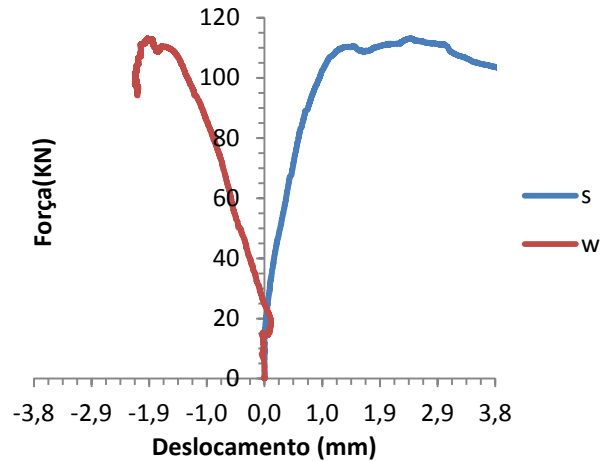
#### 4.4.2 - Comportamento dos corpos de prova tipo *push-off* realizados com concreto normal - Série B

Como apresentado em itens anteriores, os corpos de prova tipo *push-off* realizados com concreto normal de alta resistência da Série B são referentes a N-PO-1-4,79, N-PO-1-7,64, N-PO-1-10,20 e N-PO-1-12,71. A seguir, apresentam-se os principais resultados obtidos dos ensaios destes corpos de prova.

##### 4.4.2.1 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-1-4,79

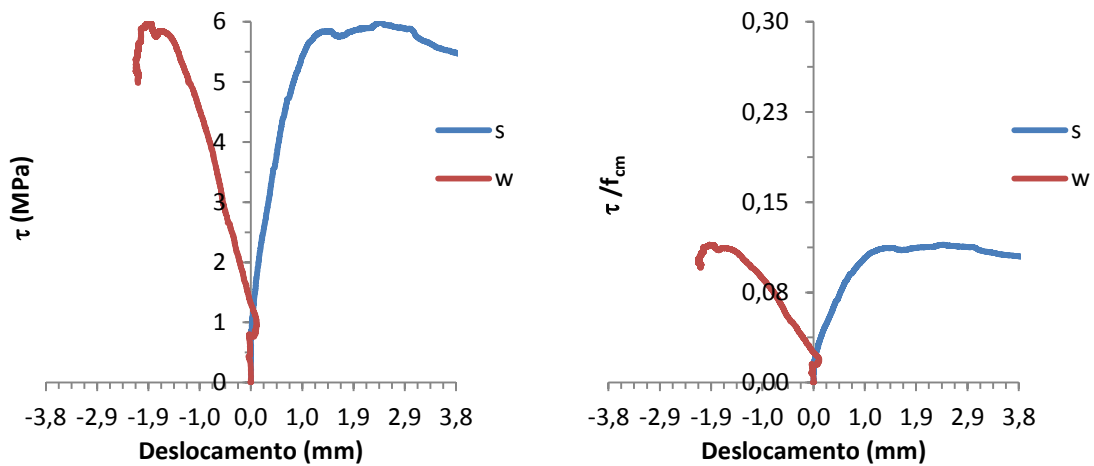
A Figura 57 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e força vs deslocamento transversal (w) para o corpo de prova N-PO-1-4,79.





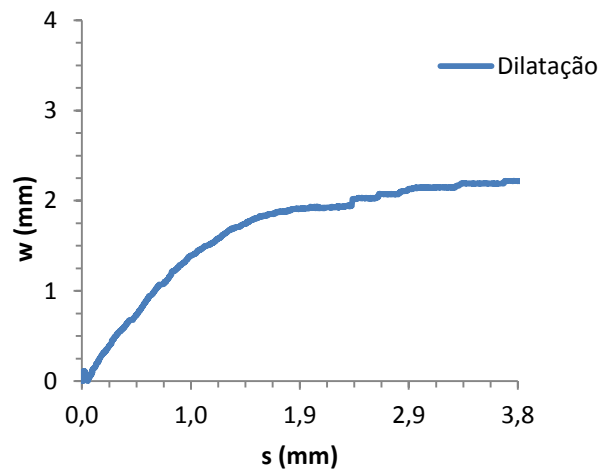
**Figura 57 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-4,79.**

Na Figura 58, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) e a tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamentos s e w, do corpo de prova N-PO-1-4,79.



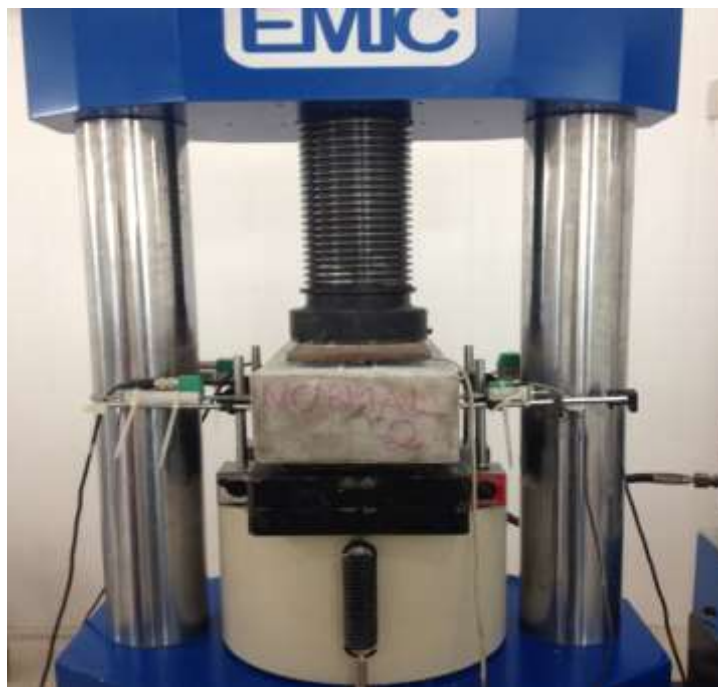
**Figura 58 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-4,79**

Na Figura 59, mostra-se a dilatação experimentalada pelo corpo de prova N-PO-1-4,79.



**Figura 59 - Dilatação do corpo de prova N-PO-1-4,79 durante o ensaio**

A Figura 60 mostra o corpo de prova N-PO-1-4,79 sendo pré-fissurado e a Figura 61, o momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



**Figura 60 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-1-4,79**



Figura 61- Corpo de prova N-PO-1-4,79 no momento do ensaio e após ruptura

#### 4.4.2.2 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-1-7,64

A Figura 62 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e deslocamento transversal (w) para o corpo de prova N-PO-1-7,64.

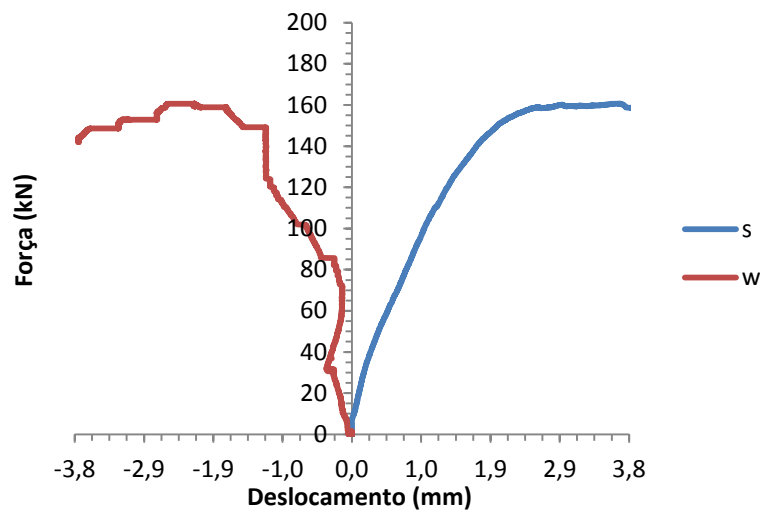
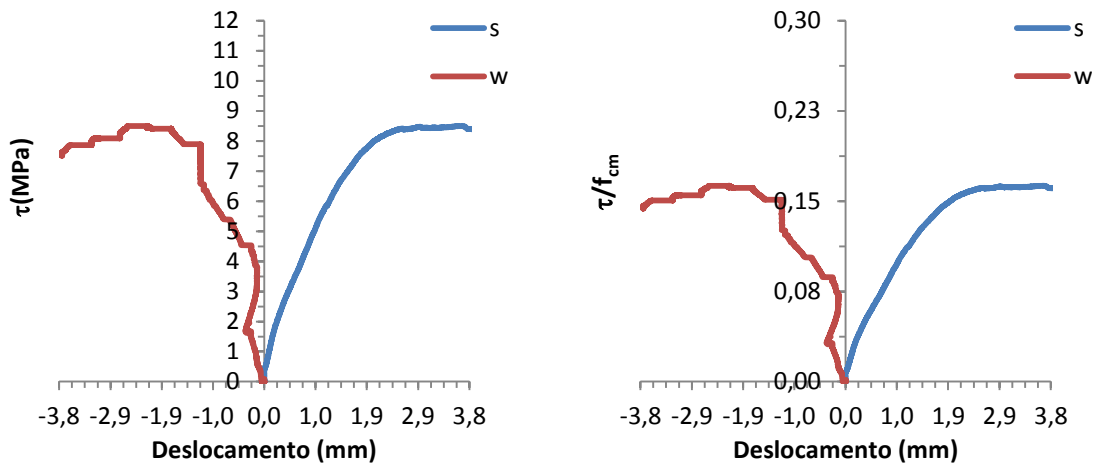


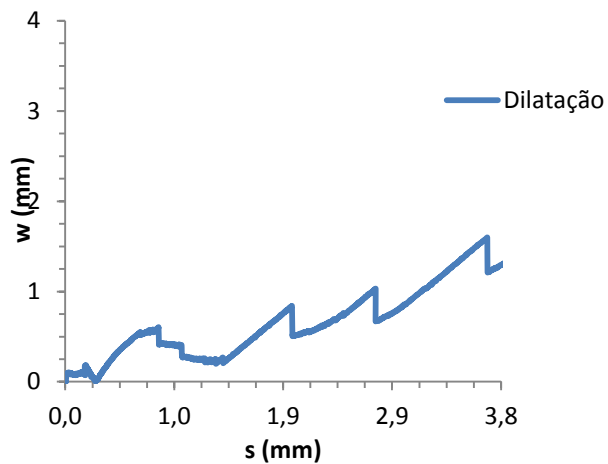
Figura 62 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-7,64.

Na Figura 63, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamentos s e w, do corpo de prova N-PO-1-7,64.



**Figura 63 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-7,64**

Na Figura 64, mostra-se a dilatação experimentalada pelo corpo de prova N-PO-1-7,64.



**Figura 64 - Dilatação do corpo de prova N-PO-1-7,64 durante o ensaio**

A Figura 65 mostra o corpo de prova N-PO-1-7,64 sendo pré-fissurado e a Figura 66, no momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.

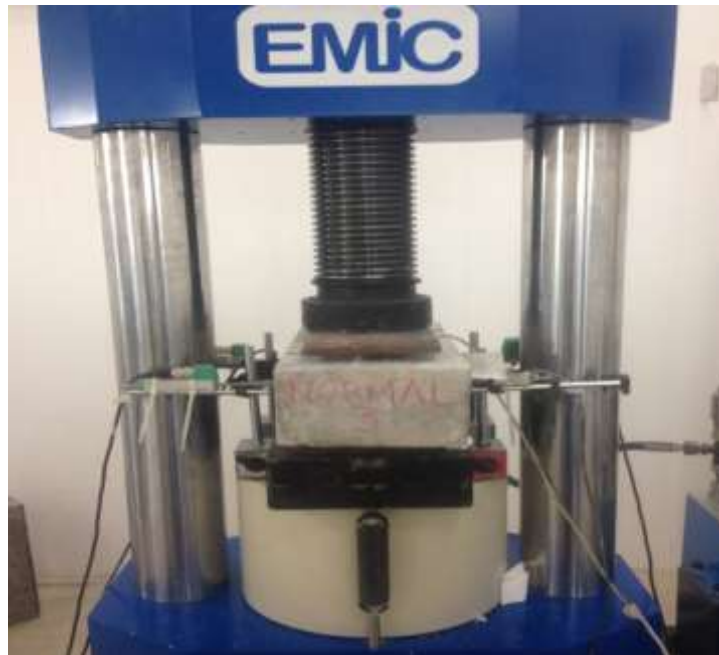


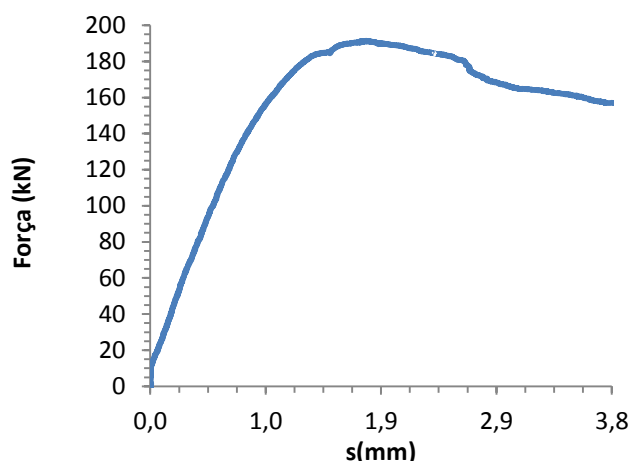
Figura 65 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-1-7,64



Figura 66 - Corpo de prova N-PO-1-7,64 no momento do ensaio e após ruptura

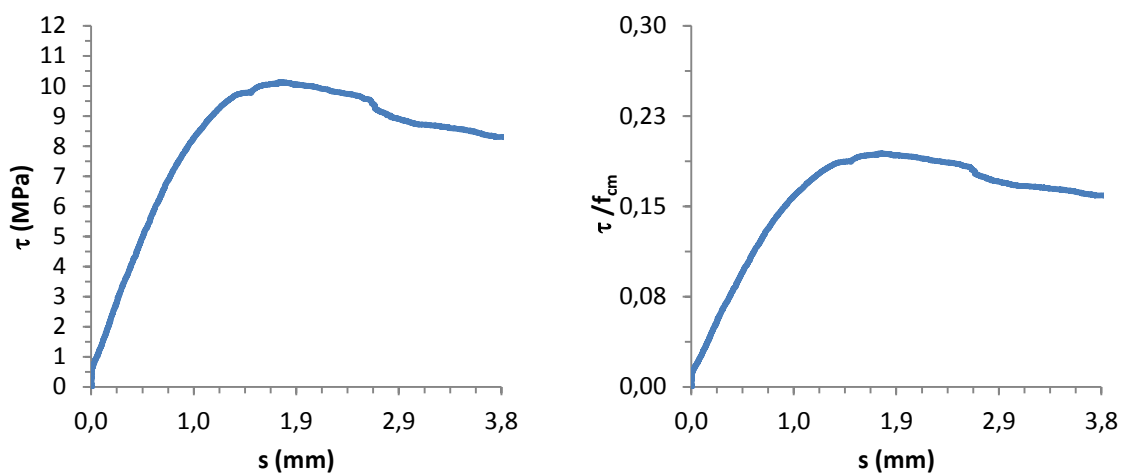
#### 4.4.2.3 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-1-10,20

A Figura 67 apresenta a curva força vs deslocamento longitudinal (s) para o corpo de prova N-PO-1-10,20. Neste caso, os LVDTs não registraram corretamente os valores de deslocamento transversal.



**Figura 67 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) do corpo de prova N-PO-1-10,20**

Na Figura 68, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e tensão de cisalhamento normalizada vs s, do corpo de prova N-PO-1-10,20.



**Figura 68 - Curva tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) do corpo de prova N-PO-1-10,20**

A Figura 69 mostra o corpo de prova N-PO-1-10,20 sendo pré-fissurado e a Figura 70, no momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.

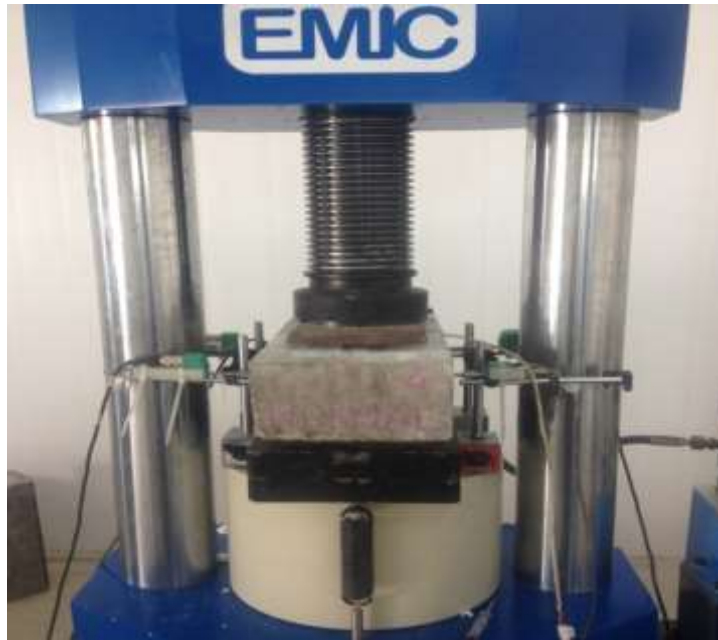


Figura 69 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-1-10,20



Figura 70 - Corpo de prova N-PO-1-10,20 no momento do ensaio e após a ruptura

#### 4.4.2.4 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-1-12,71

A Figura 71 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal ( $s$ ) e força vs deslocamento transversal ( $w$ ) para o corpo de prova N-PO-1-12,71.

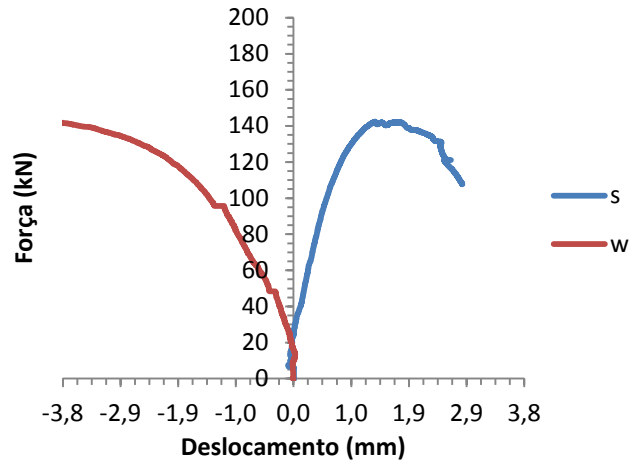


Figura 71 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversa (w) do corpo de prova N-PO-1-12,71.

Na Figura 72, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamentos s e w, do corpo de prova N-PO-1-12,71.

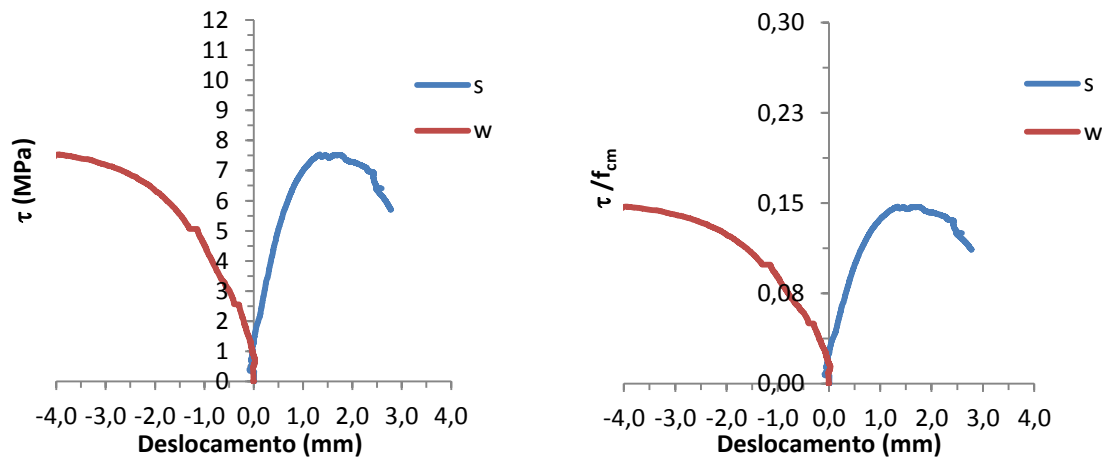
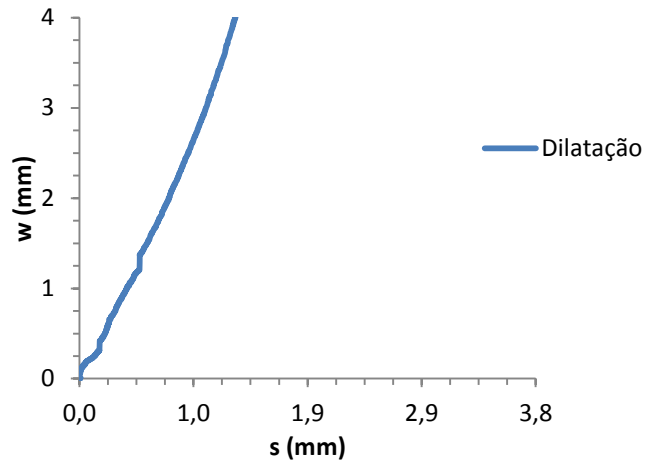


Figura 72 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-1-12,71

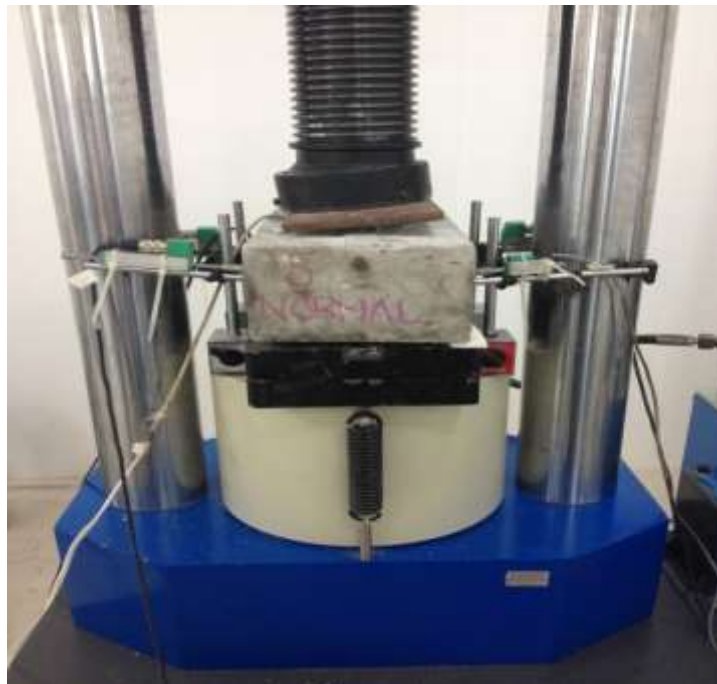
Na Figura 73, mostra-se a dilatação experimentalada pelo corpo de prova N-PO-1-12,71.





**Figura 73 - Dilatação do corpo de prova N-PO-1-12,71 durante o ensaio**

A Figura 74 mostra o corpo de prova N-PO-1-10,71 sendo pré-fissurado e a Figura 75, no momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



**Figura 74 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-1-12,71**



Figura 75 - Corpo de prova N-PO-1-12,71 no momento do ensaio e após ruptura

#### 4.4.3 - Comportamento dos corpos de prova tipo *push-off* realizados com concreto normal - Série C

Como apresentado em itens anteriores, os corpos de prova tipo *push-off* realizados com concreto normal de alta resistência da Série C são referentes a N-PO-2-4,79, N-PO-2-7,64, N-PO-2-10,20 e N-PO-2-12,71. A seguir apresentam-se os principais resultados obtidos dos ensaios desses corpos de prova.

##### 4.4.3.1 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-2-4,79

A Figura 76 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e força vs deslocamento transversal (w) para o corpo de prova N-PO-2-4,79.

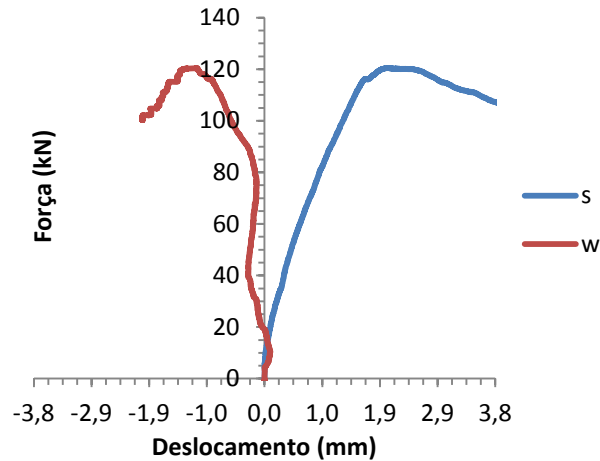


Figura 76 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-4,79.

Na Figura 77, apresentam-se as curvas de tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal(s) e transversal(w) e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamentos s e w, do corpo de prova N-PO-2-4,79.

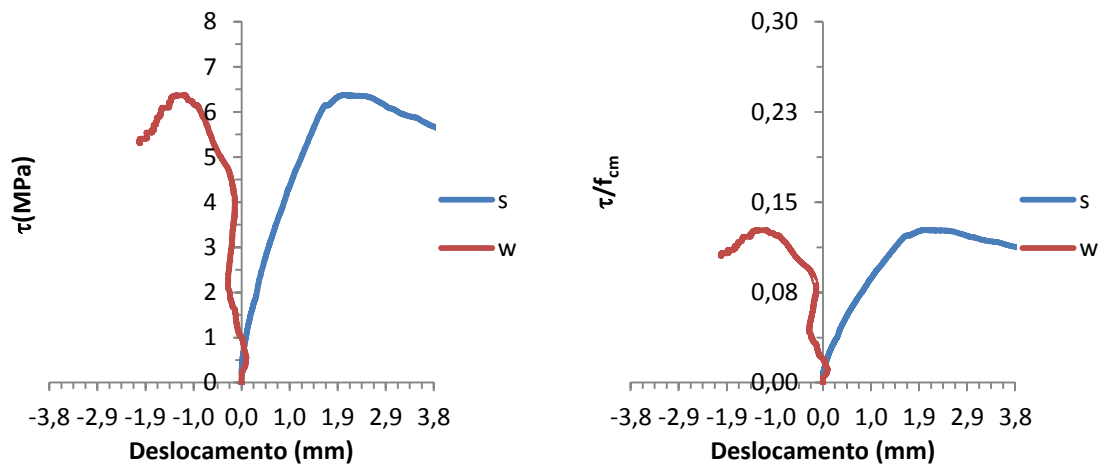
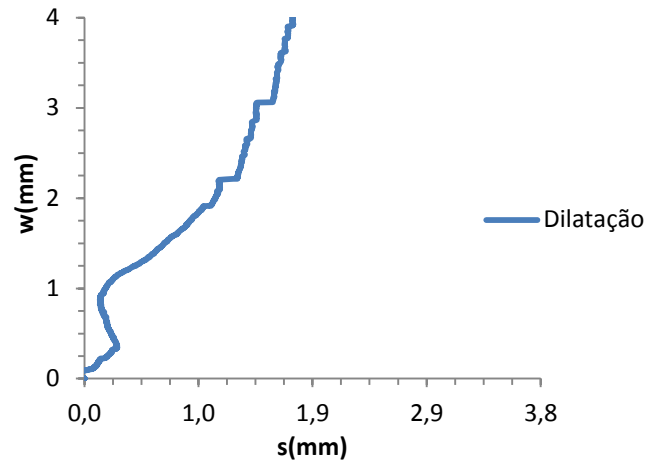


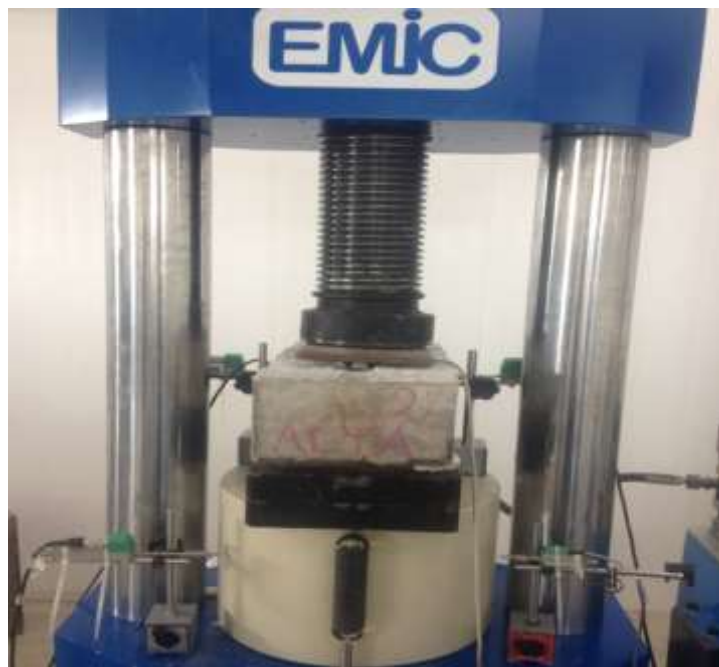
Figura 77 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-4,79

Na Figura 78, mostra-se a dilatação experimentalada pelo corpo de prova N-PO-2-4,79.



**Figura 78 - Dilatação do corpo de prova N-PO-2-4,79 durante o ensaio**

A Figura 79 mostra o corpo de prova N-PO-2-4,79 sendo pré-fissurado e a Figura 80, no momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



**Figura 79 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-2-4,79**



Figura 80 - Corpo de prova N-PO-2-4,79 no momento do ensaio e após ruptura

#### 4.4.3.2 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-2-7,64

A Figura 81 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e força vs deslocamento transversal (w) para o corpo de prova N-PO-2-7,64.

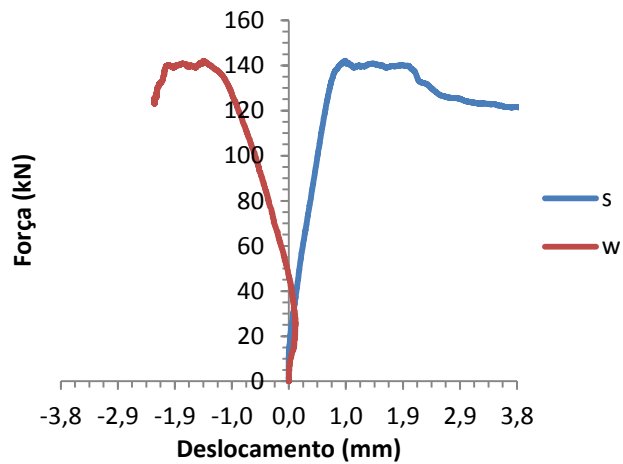


Figura 81 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-7,64.

Na Figura 82, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamentos s e w do corpo de prova N-PO-2-7,64.

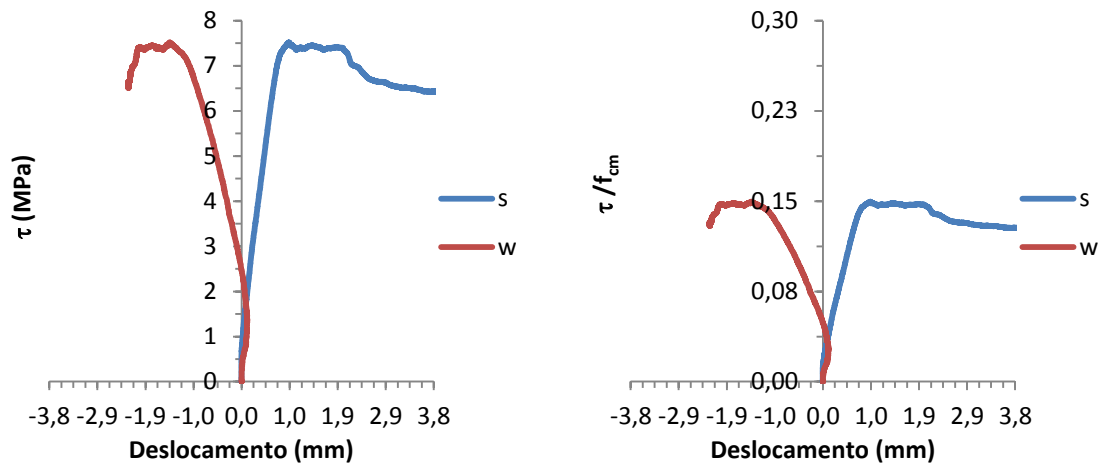


Figura 82 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal e transversal do corpo de prova N-PO-2-7,64

Na Figura 83, mostra-se a dilatação experimentada pelo corpo de prova N-PO-2-7,64.

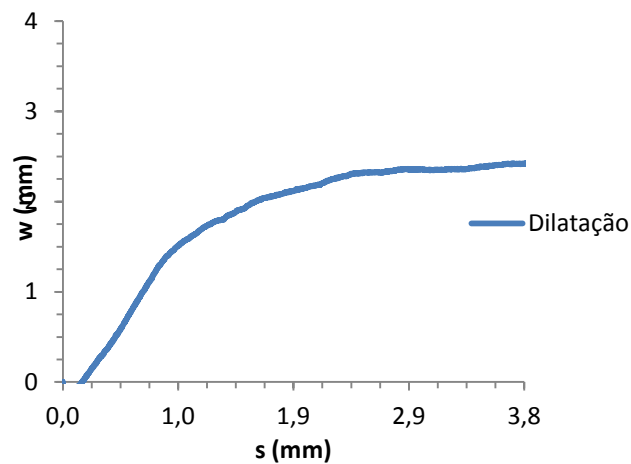


Figura 83 - Dilatação do corpo de prova N-PO-2-7,64 durante o ensaio

A Figura 84 mostra o corpo de prova N-PO-2-7,64 sendo pré-fissurado e a Figura 85, no momento do ensaio e padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



Figura 84 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-2-7,64

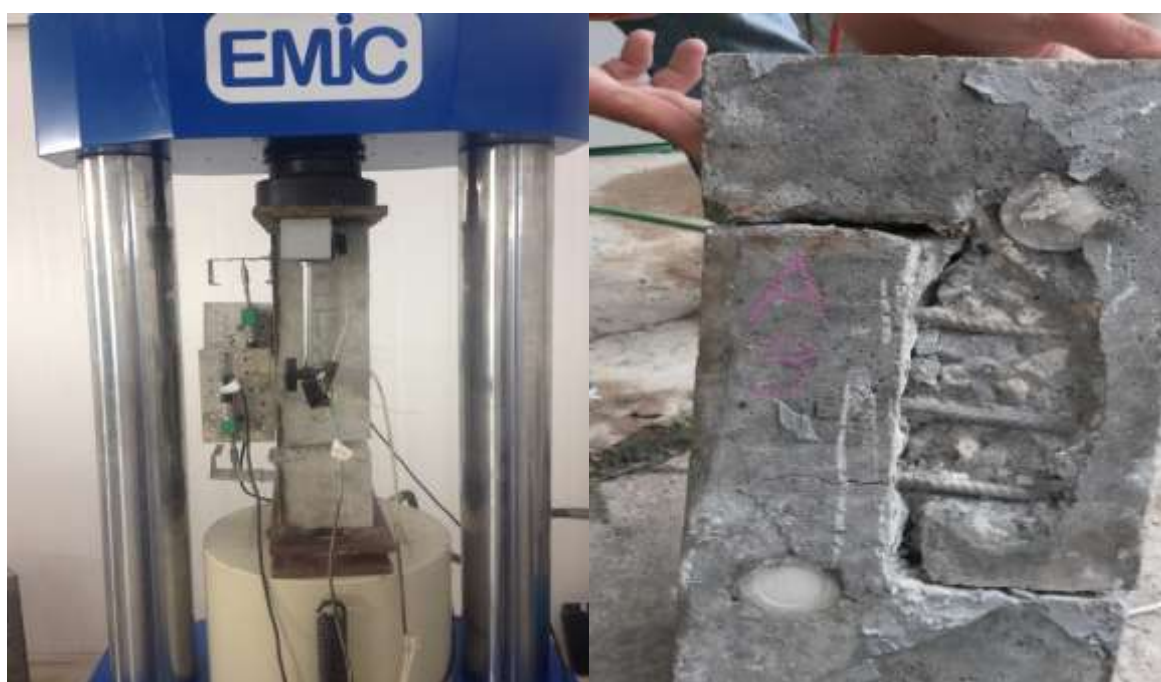
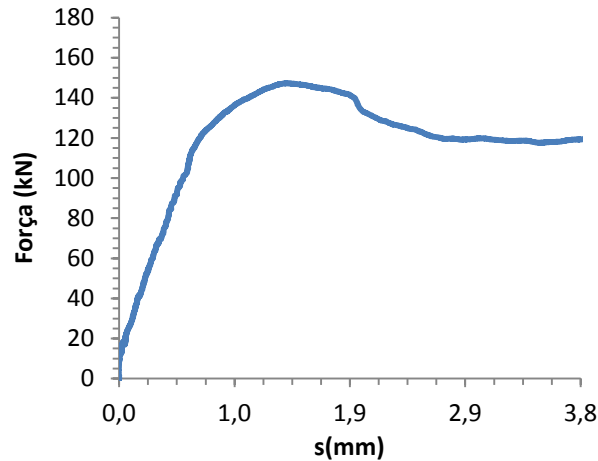


Figura 85 - Corpo de prova N-PO-2-7,64 no momento do ensaio e após ruptura

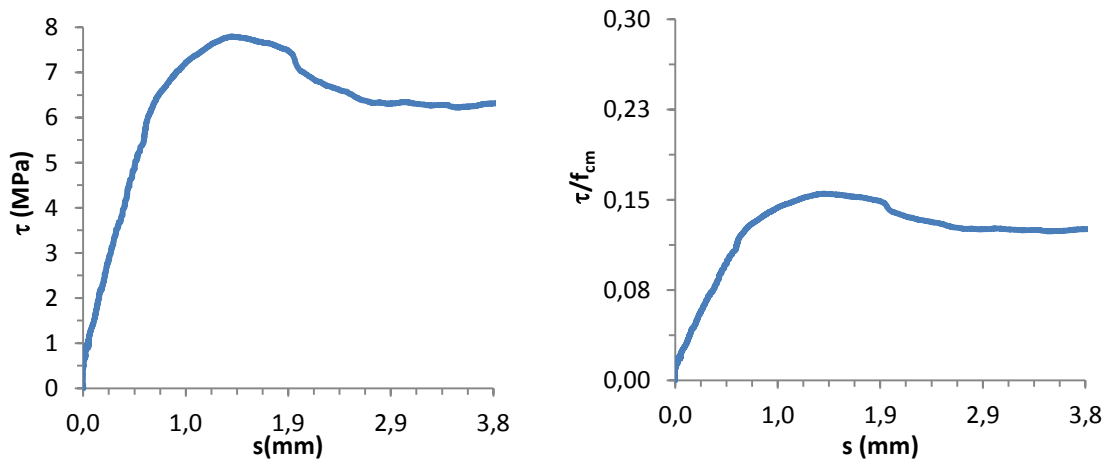
#### 4.4.3.3 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-2-10,20

A Figura 86 apresenta a curva força vs deslocamento longitudinal (s) para o corpo de prova N-PO-2-7,64. Neste caso, os LVDTs transversais não registraram corretamente os deslocamentos.



**Figura 86 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversa (w) do corpo de prova N-PO-2-10,20.**

Na Figura 87, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e tensão de cisalhamento normalizada vs s do corpo de prova N-PO-2-10,20.



**Figura 87 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal e transversal do corpo de prova N-PO-2-10,20**

A Figura 88 mostra o corpo de prova N-PO-2-10,20 sendo pré-fissurado e a Figura 89, o momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



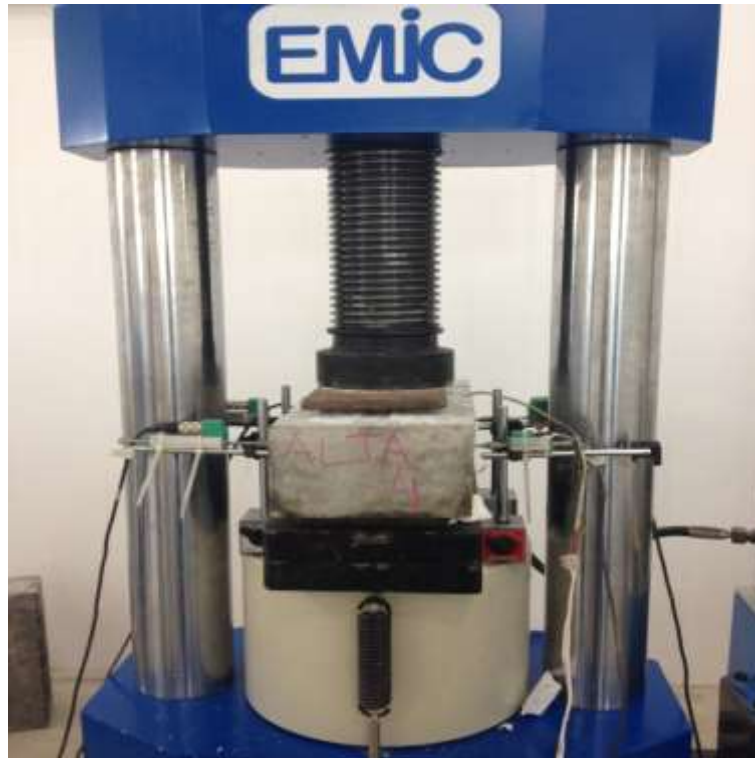


Figura 88 - Pré - fissuração do corpo de prova N-PO-2-10,20



Figura 89 - Corpo de prova N-PO-2-10,20 no momento do ensaio e após ruptura

#### 4.4.3.4 - Corpo de prova tipo *push-off* N-PO-2-12,71

A Figura 90 apresenta as curvas força vs deslocamento longitudinal (s) e deslocamento transversal (w) para o corpo de prova N-PO-2-12,71. Este corpo de prova teve ruptura combinada de cisalhamento com flexão.

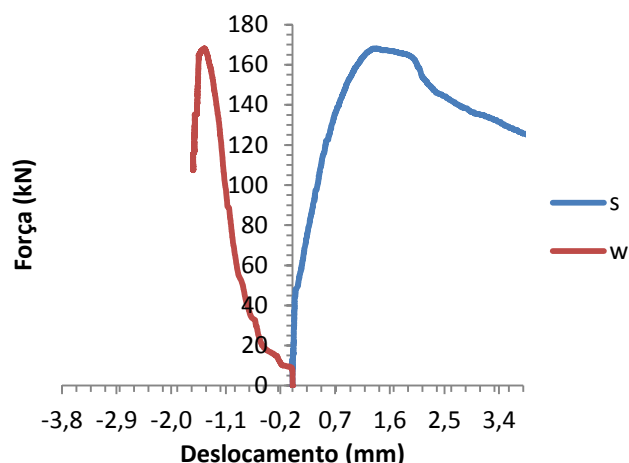


Figura 90 - Curva força vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) do corpo de prova N-PO-2-12,71.

Na Figura 91, apresentam-se as curvas tensão de cisalhamento vs deslocamento longitudinal (s) e transversal (w) e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamentos s e w do corpo de prova N-PO-2-12,71.

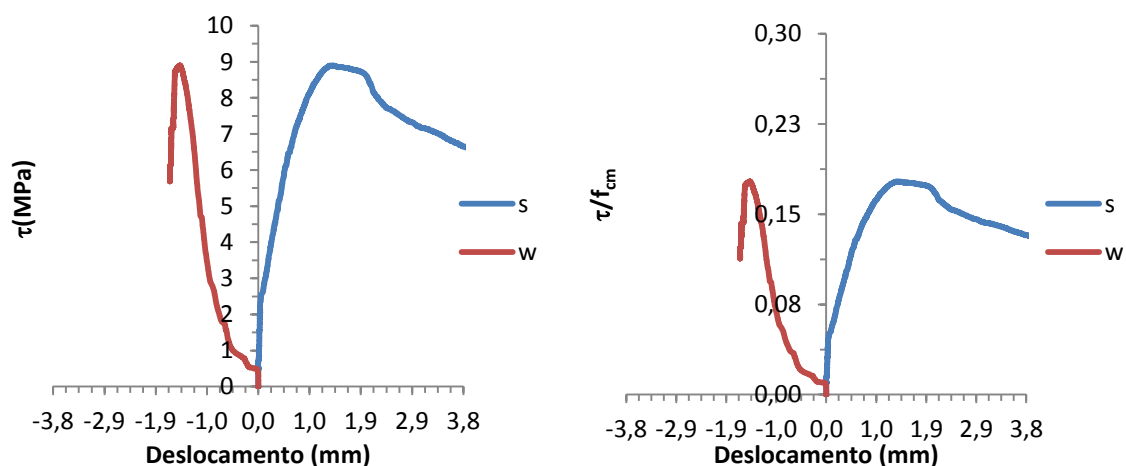
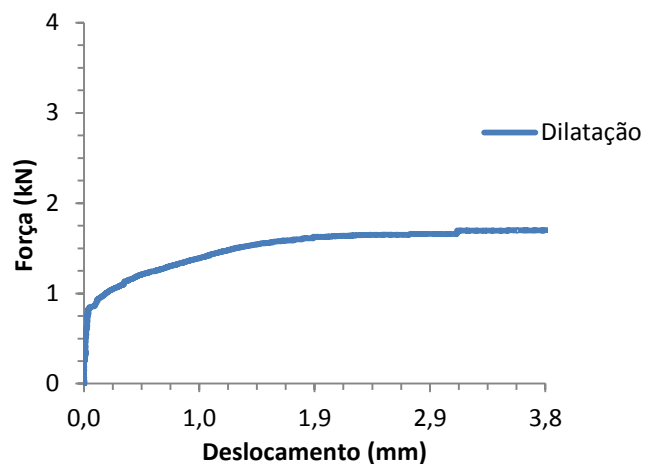


Figura 91 - Curva tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal e transversal do corpo de prova N-PO-2-12,71

Na Figura 92, mostra-se a dilatação experimentalada pelo corpo de prova N-PO-2-12,71.



**Figura 92 - Dilatação do corpo de prova N-PO-2-12,71 durante o ensaio**

A Figura 93 mostra o corpo de prova N-PO-2-12,71 sendo pré-fissurado e a Figura 94, no momento do ensaio e o padrão de ruptura após o ensaio de *push-off*.



**Figura 93 - Pré-fissuração do corpo de prova N-PO-2-12,71**



Figura 94 - Corpo de prova N-PO-2-12,71 no momento do ensaio e após ruptura

#### 4.5 - Resultados de deformação da armadura na pré-fissuração e no ensaio *push-off*

As Figura 95, 96 e Figura 97 apresentam os gráficos de deformação da armadura transversal na pré-fissuração e a Figura 98, durante o ensaio *push-off*.

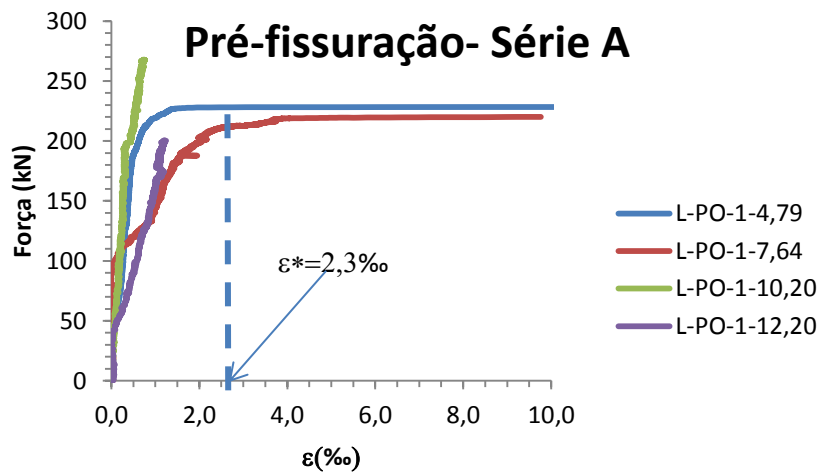


Figura 95 - Deformação da armadura transversal da série A na pré-fissuração

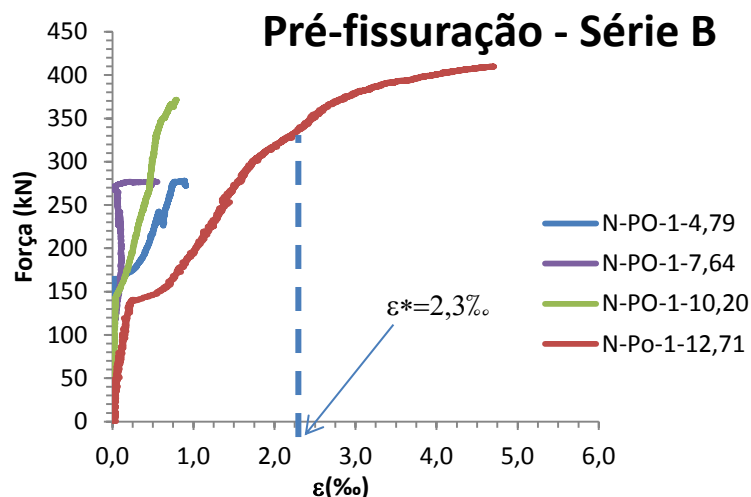


Figura 96 - Deformação da armadura transversal da série B na pré-fissuração

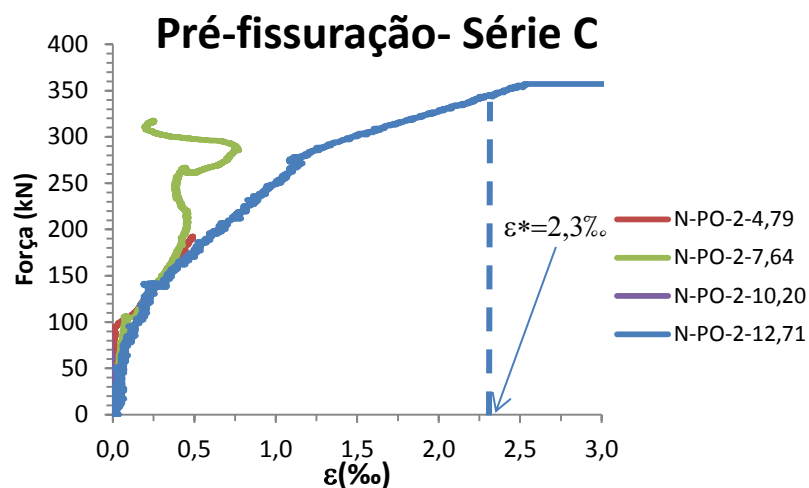


Figura 97 - Deformação da armadura transversal da série C na pré-fissuração

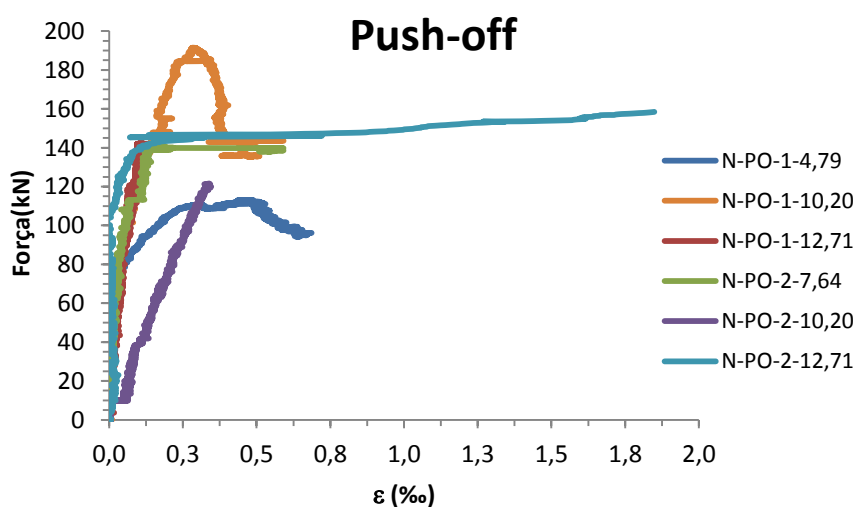


Figura 98 - Deformação da armadura transversal da série B e C no ensaio *push-off*

Nota-se, nos gráficos supracitados, que de forma geral a armadura transversal experimentou grandes deformações, correspondendo às aberturas de fissuras apresentadas na Tabela 20. Observou-se que, na série A, tiveram duas armaduras que escoaram; na série B, uma; e na C, uma. O fato do *strain gage* ter sido colocado no plano de cisalhamento levou este a experimentar grandes deformações e muitos foram danificados, não permitindo a leitura no ensaio *push-off*.

## CAPÍTULO V- ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 5.1 - Considerações iniciais

Neste capítulo, será realizada a análise dos resultados apresentados no capítulo anterior, analisando-se o comportamento de cada corpo de prova *push-off* para cada série estudada, com relação à tensão de cisalhamento última, deslocamentos longitudinal e transversal, influência do tipo de concreto (leve e normal), da resistência à compressão axial, resistência à tração na flexão e indireta do concreto; e da tensão de confinamento transversal. Os resultados obtidos dos ensaios serão comparados com resultados de pesquisas experimentais realizadas anteriormente e com resultados de modelos propostos por diferentes pesquisadores e normas.

### 5.2 - Avaliação do comportamento dos corpos de prova

Na Tabela 21, são apresentados os valores de tensão última de cisalhamento normalizadas pelas resistências do concreto dos corpos de prova *push-off*. A comparação entre os gráficos de tensão de cisalhamento normalizada vs deslocamento longitudinal obtido no ensaio de cada série de corpo de prova *push-off* pode ser vista nas Figuras 99 a 104.

**Tabela 21- Valores de resistência última normalizadas para os corpos de prova *push-off***

Série	Corpos de provas	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{c,sp}$ (MPa)	$f_{ct,f}$ (MPa)	$\tau_u/f_{cm}$	$\tau_u/\sqrt{f_{cm}}$	$\rho_v f_y$	$\rho_v f_y/f_{cm}$	$\tau_u/f_{c,sp}$	$\tau_u/f_{ct,f}$
A	L-PO-1-4,79	30,88	1,89	3,1	0,14	0,76	4,79	0,16	2,22	1,36
	L-PO-1-7,64				0,14	0,77	7,64	0,25	2,26	1,38
	L-PO-1-10,20				0,18	1,00	10,20	0,33	2,94	1,79
	L-PO-1-12,71				0,18	1,03	12,71	0,41	3,01	1,84
B	N-PO-1-4,79	52,22	3,24	4,46	0,11	0,81	4,79	0,09	1,80	1,31
	N-PO-1-7,64				0,16	1,18	7,64	0,15	2,62	1,91
	N-PO-1-10,20				0,19	1,40	10,20	0,20	3,13	2,27
	N-PO-1-12,71				0,14	1,04	12,71	0,24	2,33	1,69
C	N-PO-2-4,79	50,27	2,95	4,86	0,13	0,90	4,79	0,10	2,16	1,31
	N-PO-2-7,64				0,15	1,06	7,64	0,15	2,55	1,55
	N-PO-2-10,20				0,16	1,10	10,20	0,20	2,64	1,60
	N-PO-2-12,71				0,18	1,25	12,71	0,25	3,02	1,83

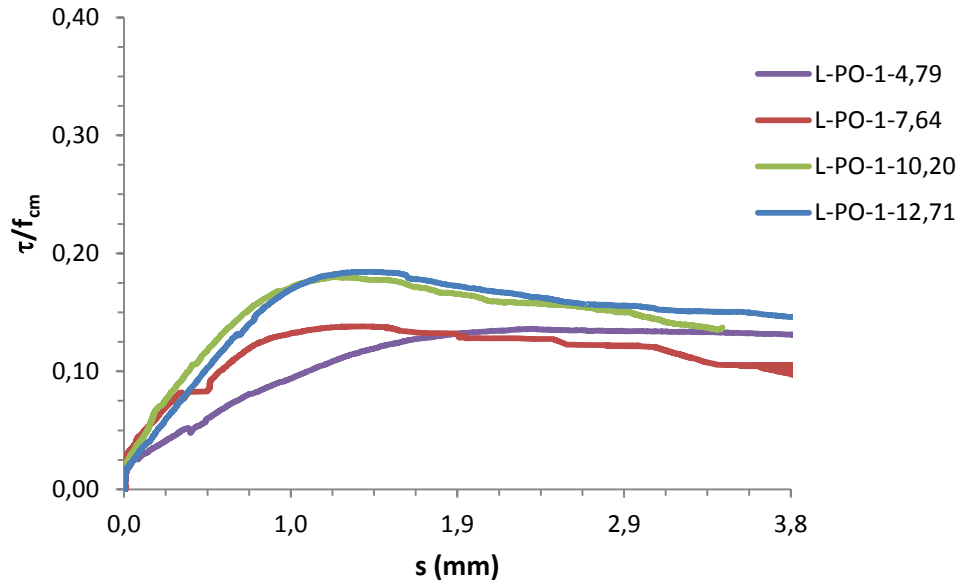


Figura 99- Tensão de cisalhamento normalizada por  $f_{cm}$  vs deslocamento longitudinal para a série A

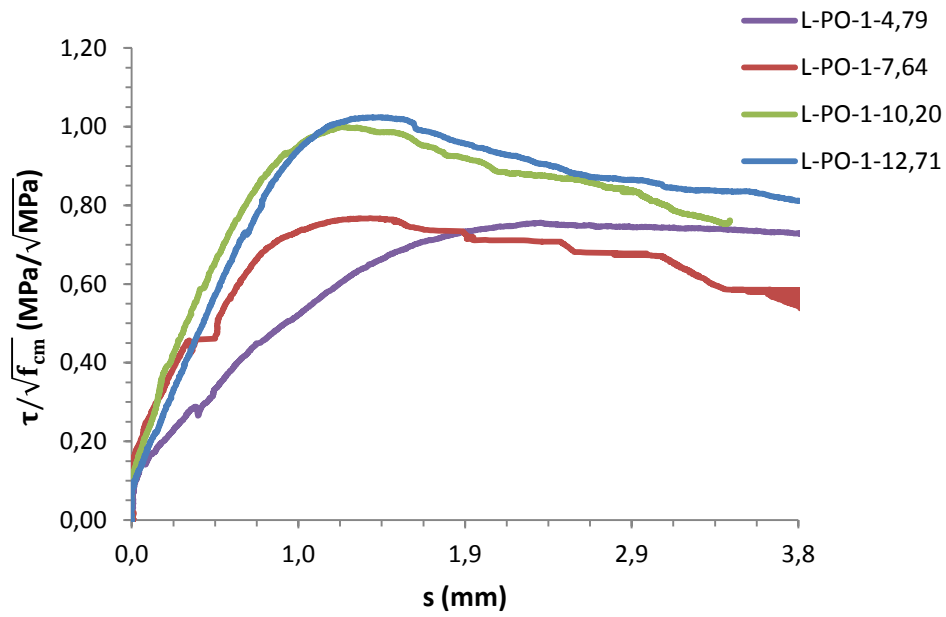


Figura 100 - Tensão de cisalhamento normalizada por  $\sqrt{f_{cm}}$  vs deslocamento longitudinal para a série A



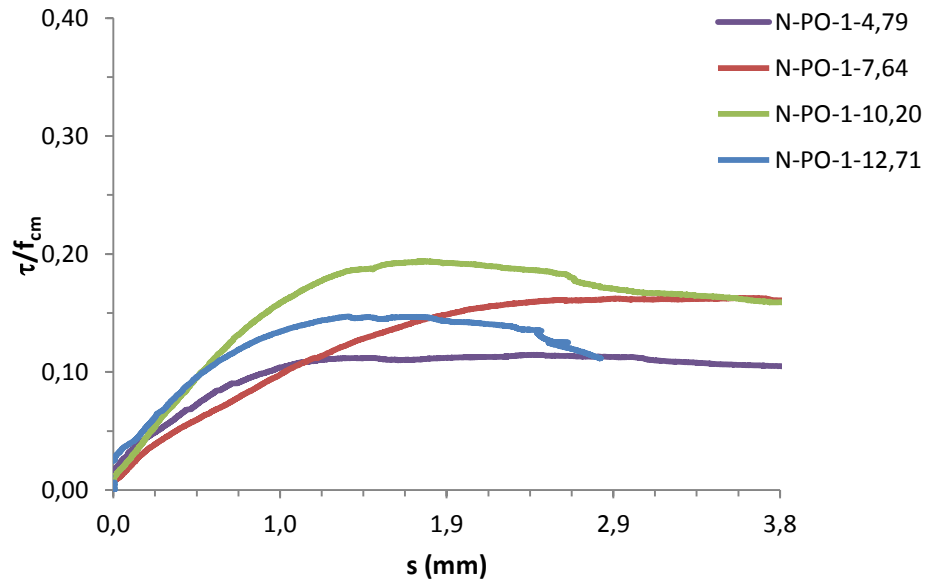


Figura 101 - Tensão de cisalhamento normalizada por  $f_{cm}$  vs deslocamento longitudinal para a série B

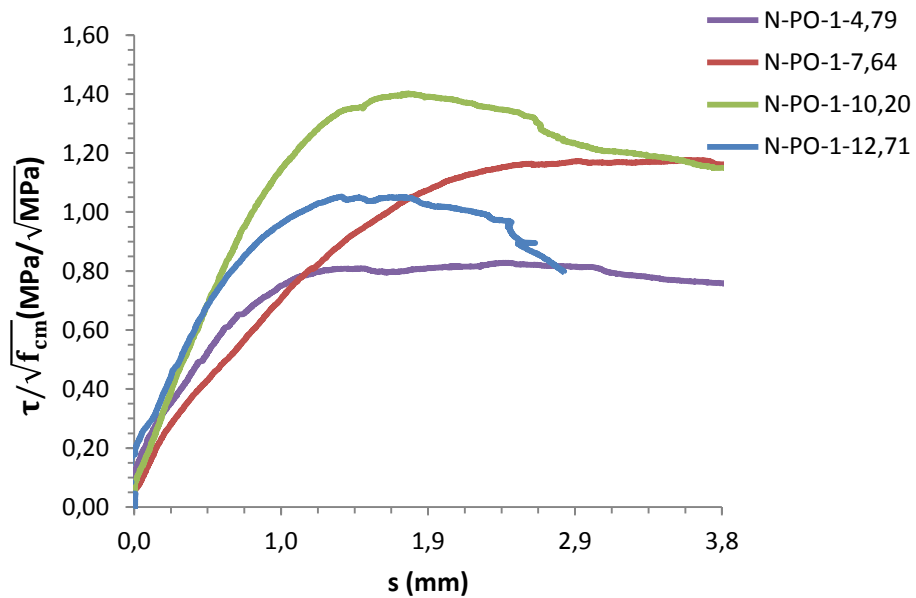


Figura 102 - Tensão de cisalhamento normalizada por  $\sqrt{f_{cm}}$  vs deslocamento longitudinal para a série B

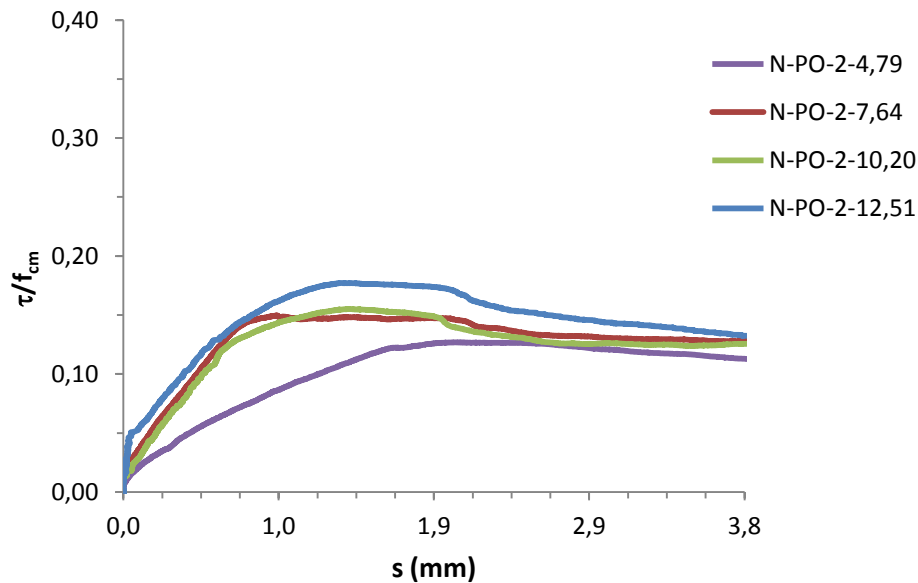


Figura 103 - Tensão de cisalhamento normalizada por  $f_{cm}$  vs deslocamento longitudinal para a série C

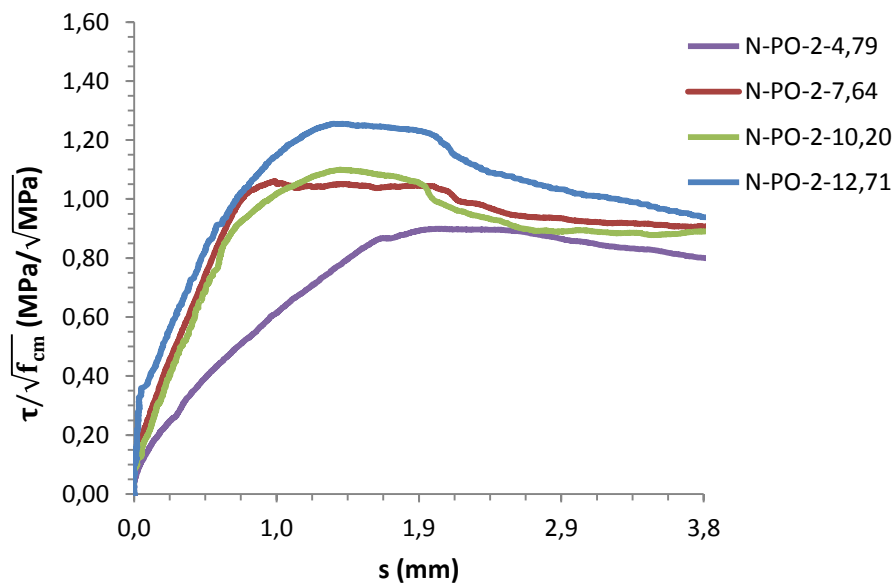


Figura 104 - Tensão de cisalhamento normalizada por  $\sqrt{f_{cm}}$  vs deslocamento longitudinal para a série C

Observa-se que, nas três séries, as curvas tensão vs deslocamento apresentam um elevado grau de semelhança. A rigidez inicial é similar para todos os corpos de prova ensaiados e o padrão inicial da curva coincide com o tipo de ensaio, ou seja, *push-off* pré-fissurado, como mostrado em Mansur *et al.* (2008) e Emiko *et al.* (2011).

A curva começou com um ramo de rigidez gradual criada pela pré-fissuração. Com o aumento da carga, o efeito de engrenamento do agregado

tende a diminuir e começa a ação da armadura transversal através do efeito de pino, sendo o mecanismo resistente predominante que define a linearidade da curva até atingir a tensão máxima de cisalhamento.

Nota-se que, nos ensaios de pré-fissuração, os valores de abertura de fissuras foram muito superiores aos comumente obtidos por diferentes pesquisas que realizaram ensaios tipo *push-off*. Isto levou a que os corpos de prova com a menor tensão de confinamento tivessem uma curva com uma resposta diferente dos demais corpos de prova, apresentando valores menores tanto para rigidez quanto para a tensão máxima de cisalhamento (ver Figura 99, Figura 101 e 103).

Observa-se que, em cada série, a tensão última de cisalhamento teve um aumento com o aumento da tensão de confinamento transversal; porém, os corpos de prova que romperam por flexão combinada com cisalhamento (L-PO-1-12,71 e N-PO-1-12,71) não se comportaram dessa maneira. O corpo de prova L-PO-1-12,71 teve tensão máxima de cisalhamento aproximadamente igual a do corpo de prova L-PO-1-10,20 e o corpo de prova N-PO-1-12,71 apresentou valor de tensão máxima de cisalhamento significativamente inferior, inclusive, a do corpo de prova L-PO-1-7,64.

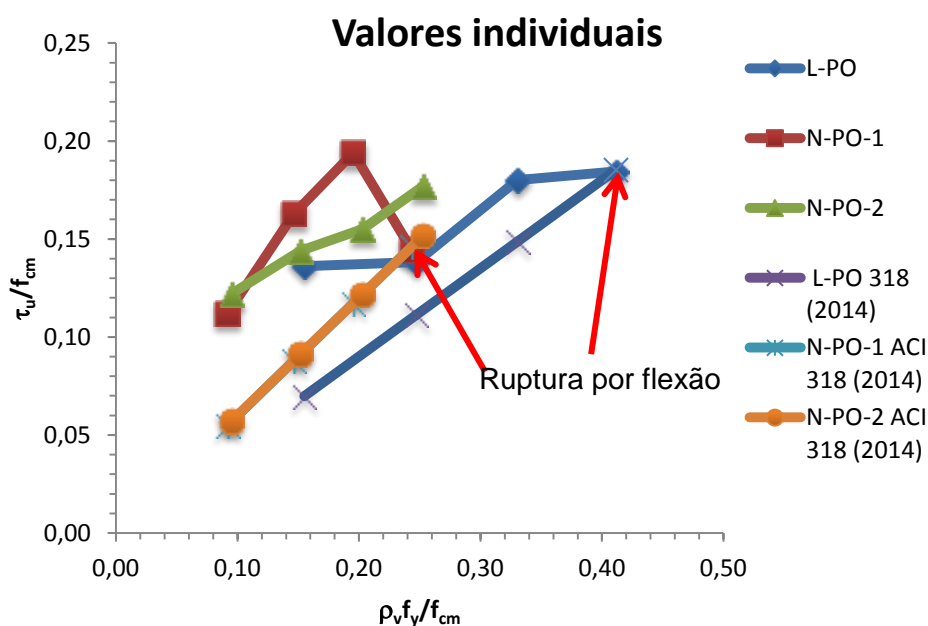
### **5.3 - Resistência última de cisalhamento**

Os valores obtidos de tensão última de cisalhamento ( $\tau_u$ ) para todos os corpos de prova apresentados na Tabela 20 foram plotados vs tensão de confinamento normalizados pelas resistências do concreto (Figura 105 a Figura 112.). Isto foi realizado para considerar a variação de resistência entre as séries e possíveis influências desta no comportamento à transferência de cisalhamento, ou seja, procurou-se qual e como esta grandeza (resistência do concreto) influencia na capacidade ao cisalhamento do concreto. São apresentados valores individuais de cada corpo de prova, para as séries A, B e C e valores médios que consideram os valores da série A e a média entre os valores das séries B e C para a mesma tensão de confinamento, excluindo desta o valor do corpo de prova N-PO-1-12,71 que rompeu por flexão e resultou em uma tensão de cisalhamento última muito pequena. Esta média foi calculada entre as séries B e C porque, embora tenham traços diferentes, as

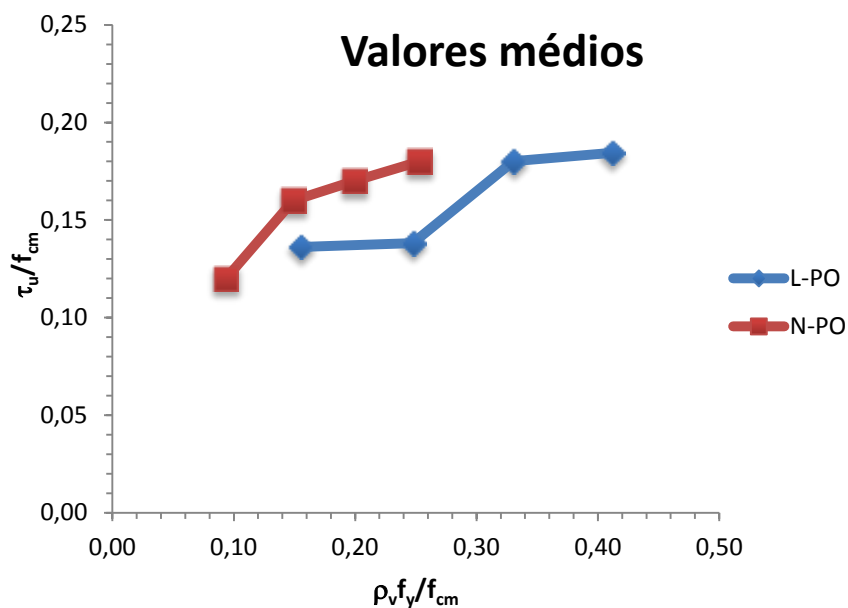
resistências foram similares. Nota-se que o concreto realizado com argila expandida (leve) possui menor resistência ao cisalhamento, quando comparado ao concreto realizado com agregado normal, constatando-se o que já foi afirmado por Gerritse (1981) e confirmado por Mattock *et al.* (1976) e Emiko *et al.* (2011).

Também foram plotados, nas Figuras 105, 107, 109, 111 e 113, os valores de tensão última de cisalhamento de todos os corpos de prova, calculados segundo as prescrições do ACI 318 (2014). Observa-se que, eliminando os dois corpos de prova que tiveram sua capacidade comprometida pela ruptura prematura por flexão, existe muita diferença entre os valores experimentais e teóricos calculados segundo as prescrições desta norma.

Em relação aos valores médios (Figura 106), para uma mesma tensão de confinamento, foram obtidas diferenças relativas com relação ao concreto normal de até 22% de tensão de cisalhamento última, quando comparado ao concreto leve.

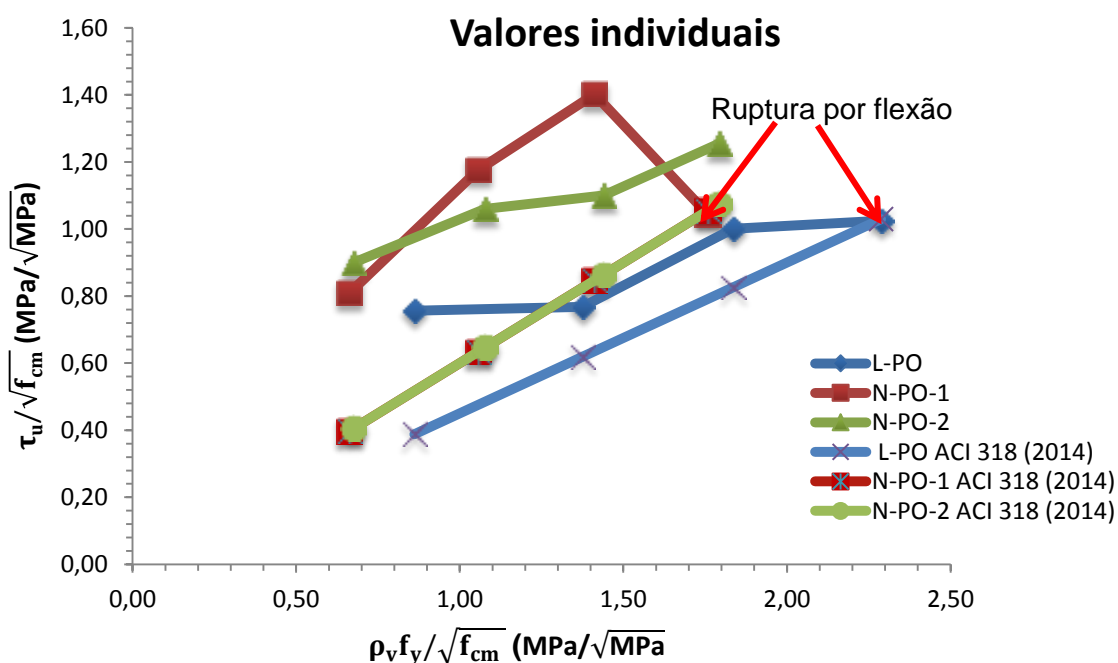


**Figura 105 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{cm}$  obtidos no ensaio e calculados segundo o ACI 318 (2014)**



**Figura 106 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{cm}$**

Quando plotados os valores médios de tensão de confinamento normalizados por  $\sqrt{f_{cm}}$  (Figura 108), a diferença relativa máxima obtida em relação ao concreto normal foi de 38,4%, quando comparado ao concreto leve.



**Figura 107 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $\sqrt{f_{cm}}$  obtidos nos ensaios e calculados segundo o ACI 318 (2014)**

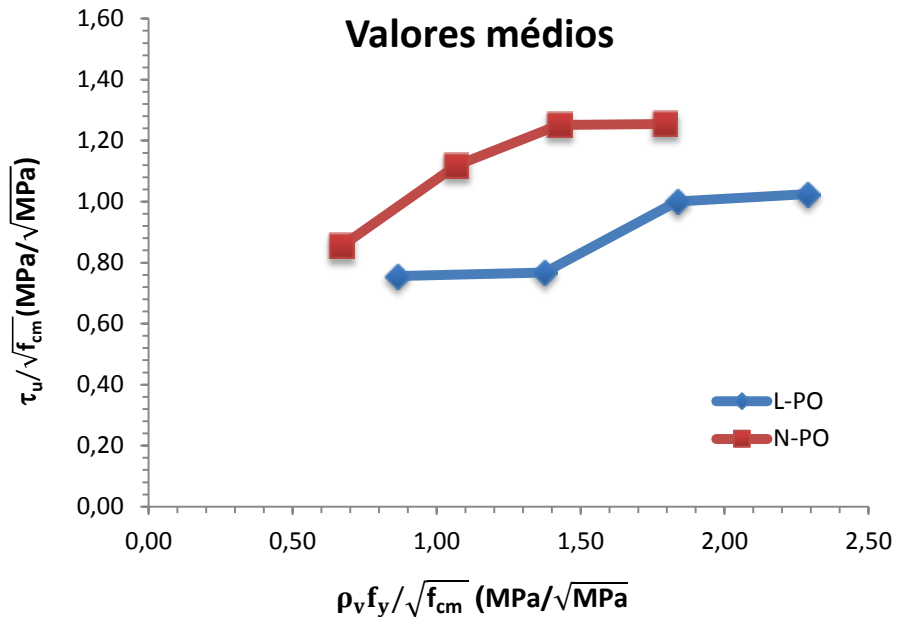


Figura 108 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $\sqrt{f_{cm}}$

Quando plotados os valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{c,sp}$  (Figura 110), a diferença relativa máxima obtida em relação ao concreto normal foi de 25,2%, quando comparado ao concreto leve.

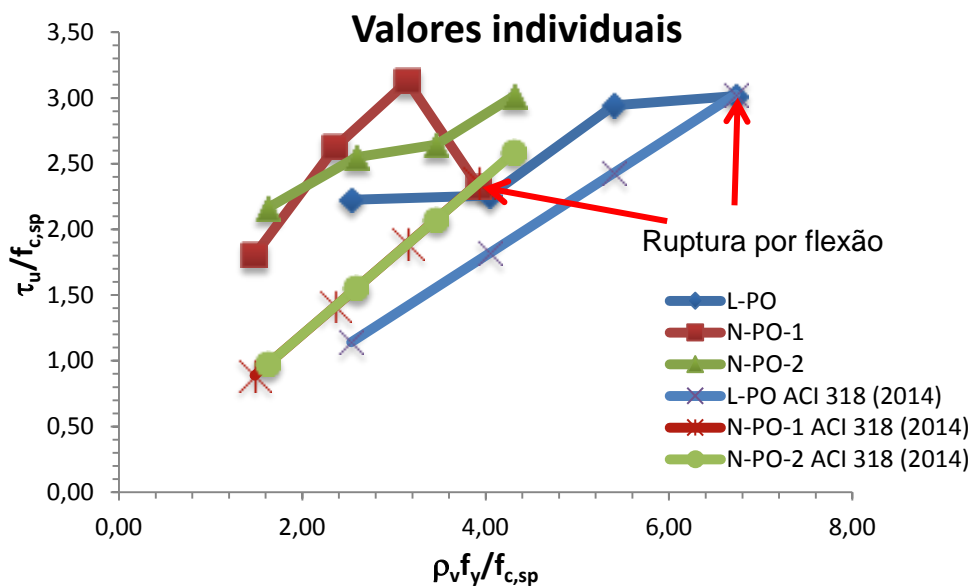
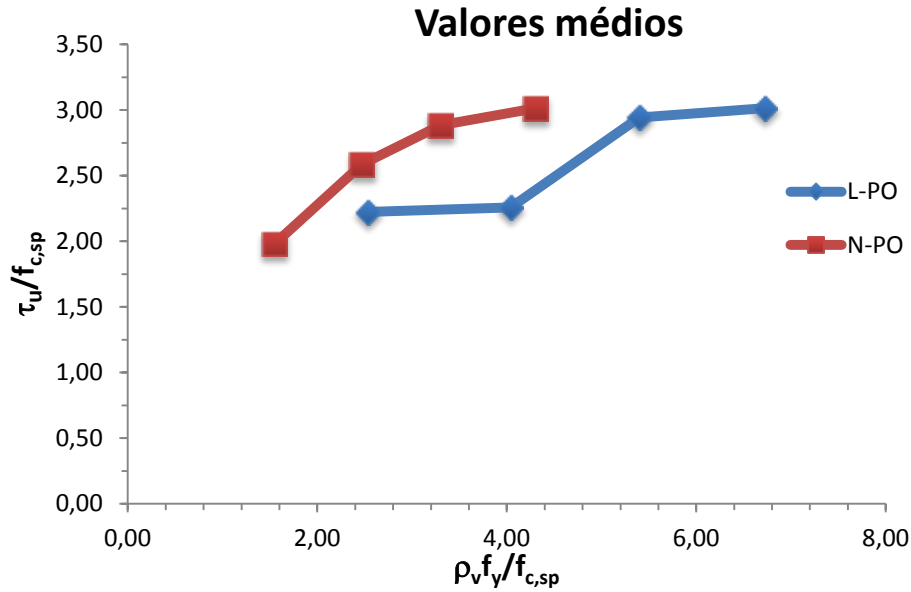
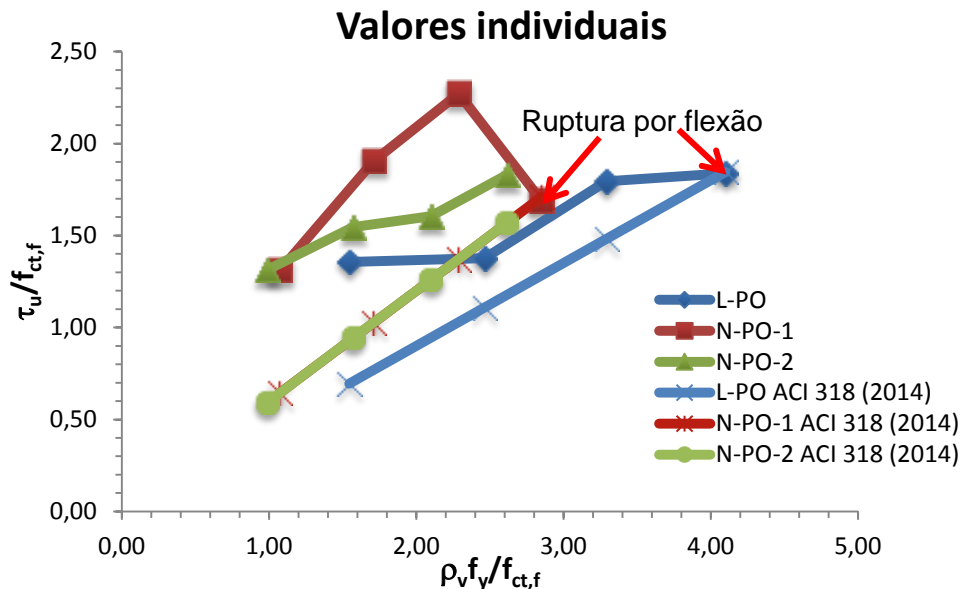


Figura 109 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{c,sp}$  obtidos nos ensaios e calculados segundo o ACI 318 (2014)

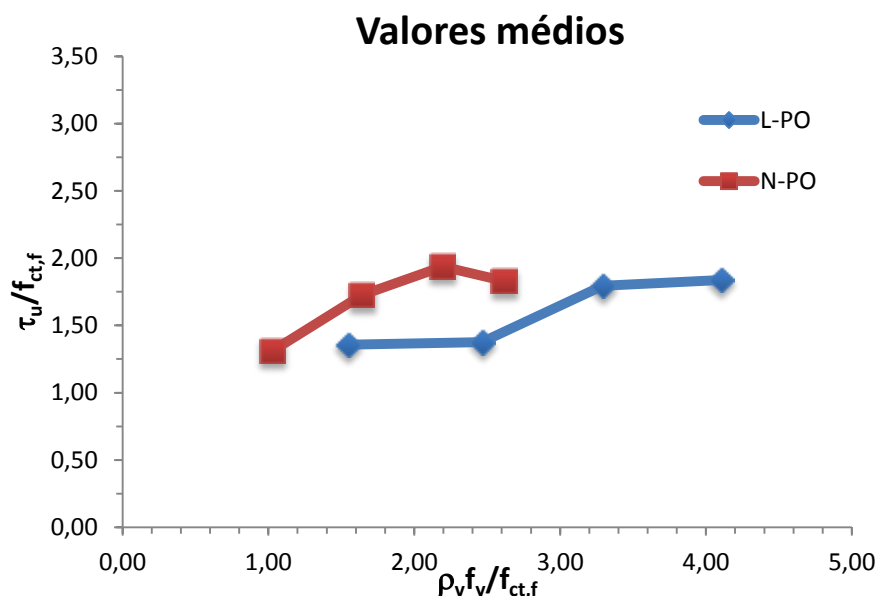


**Figura 110 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{c,sp}$**

Quando plotados os valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{ct,f}$  (Figura 112), a diferença relativa máxima obtida em relação ao concreto normal foi de 28,9%, quando comparado ao concreto leve.



**Figura 111 - Valores individuais de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{ct,f}$**



**Figura 112 - Valores médios de tensão última vs tensão de confinamento normalizados por  $f_{ct,f}$**

Quando comparados os valores de resistência última das séries B e C (concreto com agregado normal), constata-se que, para a menor tensão de confinamento normalizada estudada, a tensão de cisalhamento última normalizada não teve diferenças; no entanto, para valores superiores de tensão de confinamento normalizadas para diferentes grandezas de resistência do concreto, a diferença relativa com relação a série B variou de 15,6 a 29%.

#### 5.4 - Influência da resistência do concreto

Nas Figura 113 e 114, são plotados os valores individuais e médios, respectivamente, de tensão última de cisalhamento vs resistência do concreto, para todas as séries estudadas, para as diferentes tensões de confinamento. Nota-se que, para uma mesma resistência do concreto, com o aumento da tensão de confinamento ocorre um aumento da tensão última de cisalhamento. Para  $f_{ck}$  de 30,88; 50,27 e 52,22 MPa, foram obtidos aumentos relativos com relação à máxima tensão de confinamento de 26,3%, 28% e 16%, respectivamente, considerando neste último, somente os corpos de prova N-PO-2-7,64 e N-PO-2-10,20. Quando comparada a capacidade última de cisalhamento nos corpos de prova da série B em relação à série C (traços diferentes e resistências semelhante) para uma mesma taxa de armadura, obteve-se uma diferença relativa com relação a série B de 11,53 e 23,0%.



Nota-se que a tensão última de cisalhamento foi maior para a série B que corresponde ao maior  $f_{cm}$ .

Notam-se, na Figura 114, aumentos relativos da tensão última de cisalhamento de 31,3%, 46,5%, 38% e 36% para as tensões de confinamento de 4,79; 7,64; 10,20 e 12,71 MPa, respectivamente.

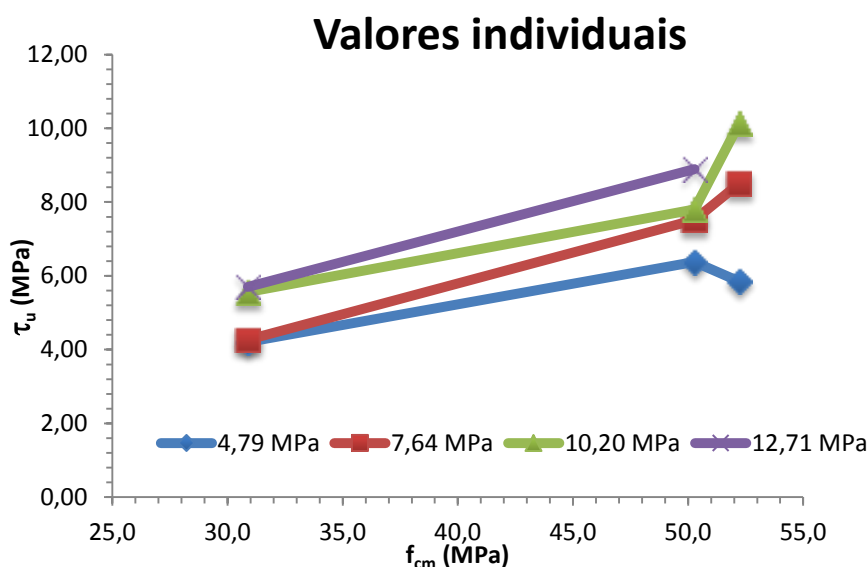


Figura 113 - Valores individuais para tensão última de cisalhamento vs resistência do concreto para as diferentes tensões de confinamento

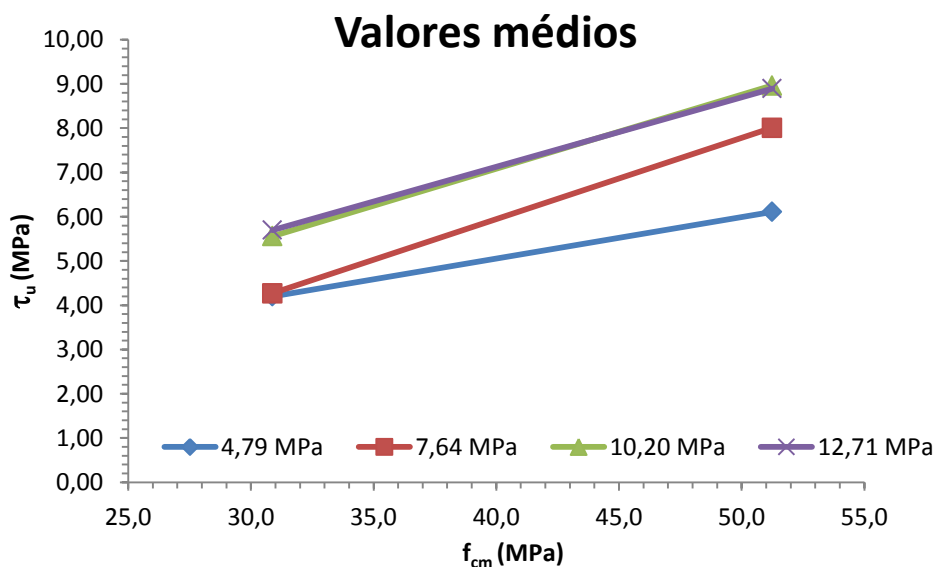


Figura 114 - Valores médios de tensão última de cisalhamento vs resistência do concreto para as diferentes tensões de confinamento

### 5.5 - Comparação dos valores de tensão última de cisalhamento obtidos por equações propostas por pesquisadores e norma

Para confrontar os resultados obtidos neste trabalho com pesquisas realizadas anteriormente, foram calculados valores de capacidade última de

cisalhamento usando diferentes expressões teóricas propostas por diferentes pesquisadores e também foram plotados os dados experimentais obtidos neste trabalho com dados experimentais de trabalhos pesquisados. A Tabela 22 apresenta os valores calculados pelas expressões propostas por alguns pesquisadores: para concreto leve foram utilizadas as expressões propostas por Mattock (1976), Raths (1977) e Emiko *et al.* (2011), já para concreto de peso normal de alta resistência foram utilizadas as expressões propostas por Lin e Chen (1989), Mattock (2001) e Mansur (2008). Nas Figuras 115 e 116 são plotados os valores obtidos de tensão última de cisalhamento do presente estudo e outros obtidos por pesquisadores em concreto leve e de alta resistência com os valores obtidos usando as expressões propostas por diferentes pesquisadores.

**Tabela 22- Tensão última de cisalhamento calculada por equações propostas por diferentes pesquisadores**

Corpos de prova	$\tau_{uexp}$ (MPa)	$\tau_{ucalc}$ Mattock (1976)	$\tau_{ucalc}$ Raths (1977)	$\tau_{ucalc}$ Emiko <i>et al.</i> (2011)	$\tau_{ucalc}$ Mattock (2001)	$\tau_{ucalc}$ Lin e Chen (1989)	$\tau_{ucalc}$ Mansur (2008)
L-PO-1-4,79	4,20	5,53	5,78	5,35	-	-	-
L-PO-1-7,64	4,27	7,81	7,31	6,76	-	-	-
L-PO-1-10,20	5,56	9,86	8,44	7,81	-	-	-
L-PO-1-12,71	5,70	11,87	9,42	8,72	-	-	-
N-PO-1-4,79	5,84	-	-	-	9,05	7,78	8,95
N-PO-1-7,64	8,50	-	-	-	11,33	9,83	11,30
N-PO-1-10,20	10,13	-	-	-	13,38	11,36	13,06
N-PO-1-12,71	7,54	-	-	-	15,39	12,68	14,58
N-PO-2-4,79	6,38	-	-	-	8,86	7,71	8,78
N-PO-2-7,64	7,52	-	-	-	11,14	9,74	11,09
N-PO-2-10,20	7,80	-	-	-	13,19	11,25	12,82
N-PO-2-12,71	8,89	-	-	-	15,20	12,56	14,31

De maneira geral, com base nas expressões usadas para a determinação da capacidade última de cisalhamento, os valores calculados são maiores que os obtidos experimentalmente e, para o concreto leve, são mais conservadores que para o concreto normal de alta resistência. Para ambos os concretos, a diferença entre os valores de tensão última experimental com a calculada é mais significativa à medida em que aumenta a tensão de confinamento. Observou-se também que as equações que levaram em conta a

variável de resistência do concreto apresentaram valores maiores de tensão de cisalhamento.

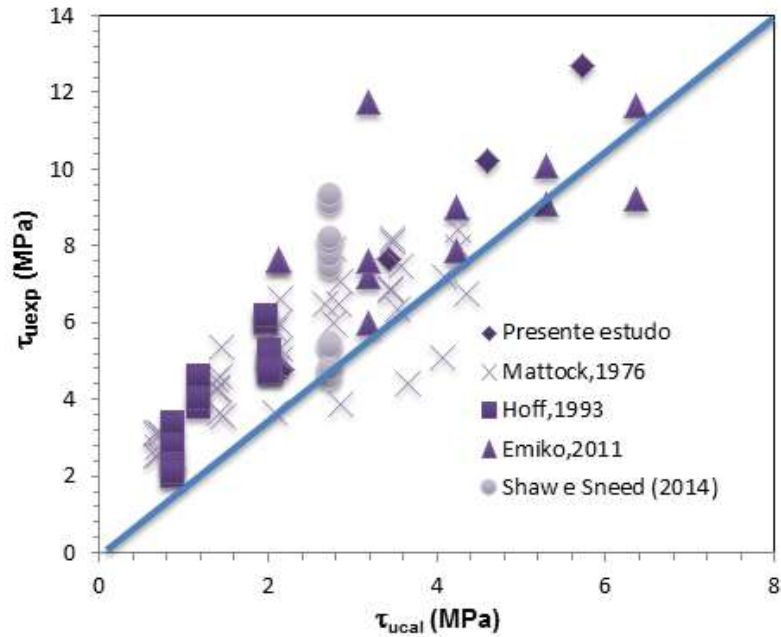


Figura 115 - Valores experimentais de  $\tau_u$  vs valores obtidos usando expressões de diferentes pesquisadores para concreto leve

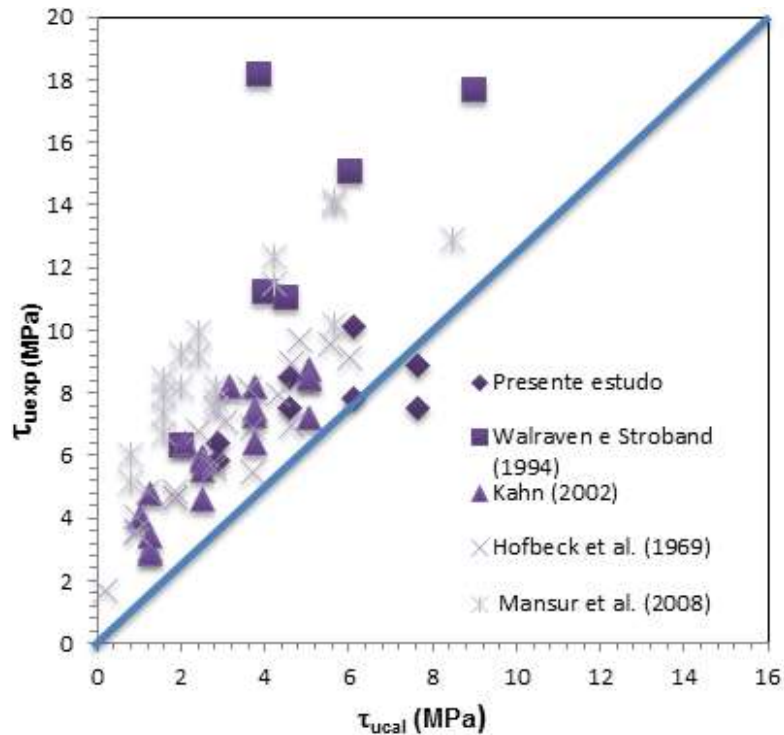


Figura 116 - Valores experimentais de  $\tau_u$  vs valores obtidos usando expressões de diferentes pesquisadores para concreto normal de alta resistência

Para os valores experimentais do presente estudo e de pesquisas anteriores, os valores para o concreto normal de alta resistência são mais

conservadores que para o concreto leve. Quando comparados estes valores, todos ficam acima da linha a 45<sup>o</sup>, exceto dois corpos de prova de concreto normal de alta resistência.

A capacidade última ao cisalhamento dos corpos de prova desta pesquisa foi também calculada pelo procedimento do ACI 318 (2014) apresentado no capítulo 2. Os valores calculados e os obtidos experimentalmente são mostrados na Tabela 23.

**Tabela 23 - Avaliação da capacidade de cisalhamento última pela ACI 318 (2014)**

Corpos de provas	$\tau_u$ (MPa) _ calculado ACI 318 (2014)	$\tau_u$ (MPa) - experimental
L-PO-1-4,79	2,15	4,20
L-PO-1-7,64	3,44	4,27
L-PO-1-10,20	4,59	5,56
L-PO-1-12,71	5,72	5,70
N-PO-1-4,79	2,87	5,84
N-PO-1-7,64	4,58	8,50
N-PO-1-10,20	6,12	10,13
N-PO-1-12,71	7,63	7,54
N-PO-2-4,79	2,87	6,38
N-PO-2-7,64	4,58	7,52
N-PO-2-10,20	6,12	7,80
N-PO-2-12,71	7,63	8,89

Observa-se que os resultados fornecidos pela norma são sensivelmente inferiores aos resultados obtidos nos ensaios, sendo esta muito conservadora, principalmente quando a tensão de confinamento da armadura transversal é pequena. Para uma análise mais apurada, poderiam ser aplicados coeficientes de minoração que levassem em conta a dispersão dos resultados, o que reduziria a resistência dos corpos de prova.

## 5.6 - Análise da superfície de ruptura

Após o ensaio *push-off*, os corpos de prova foram divididos em duas partes para uma análise da superfície do plano de cisalhamento. As Figuras 117, 118 e 119 mostram as superfícies de ruptura das séries A, B e C, respectivamente, tendo sido excluídos os corpos de prova com cinco estribos da série A e B por terem rompido à flexão.



**Figura 117 - Superfície de ruptura dos corpos de prova da série A**



**Figura 118 - Superfície de ruptura dos corpos de prova da série B**



**Figura 119 - Superfície de ruptura dos corpos de prova da série C**

Observa-se que, nos corpos de prova, o aumento do grau de confinamento fornecido pela armadura transversal resulta numa superfície mais lixada, ou seja, mais lisa. Para o concreto leve, não ocorre ruptura da argila expandida por lixamento ou cisalhamento e, sim, por ruptura à tração, aparecendo “pontos brancos” na matriz que envolve a argila expandida. Para o concreto normal de alta resistência, aparece um aumento desses pontos brancos e, principalmente, no agregado graúdo, sendo provocado pelo aumento do engrenamento do agregado. Este aumenta com o aumento do grau de confinamento fornecido pelas armaduras transversais.

Nota-se que aparece uma fissura extendida no sentido da aplicação do cisalhamento e esta aumenta à medida que aumenta o grau de confinamento, provocado pelo efeito de pino da armadura transversal, mostrando que o cobrimento também é uma variável neste tipo de ensaio. Isto não é comentado em nenhuma pesquisa sobre o assunto até a presente data, significa que a presença de muita armadura num só plano pode levar à ruptura antecipada da capacidade ao cisalhamento do corpo de prova tipo *push-off*.

## CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

### 6.1 - Considerações gerais

Com o propósito de avaliar a transferência de cisalhamento em concreto leve e normal de alta resistência, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova *push-off*. Através dos ensaios, foram obtidos os valores da força resistente ao cisalhamento e as deformações experimentadas.

Realizadas as comparações e a análise da tensão de cisalhamento última e da influência das variáveis estudadas, sendo elas: a influência do tipo de concreto (leve e normal), a resistência à compressão axial e a taxa de armadura transversal ao plano de cisalhamento, pode-se concluir que:

- Para ambos os concretos, leve e normal de alta resistência, as curvas tensão de confinamento vs deslocamento apresentam um elevado grau de semelhança. A rigidez inicial e o comportamento coincidem com os típicos ensaios *push-off* pré-fissurados;
- A largura da abertura de fissura na pré-fissuração influencia no comportamento à transferência de cisalhamento;
- Quanto maior tensão de confinamento, maior a resistência à transferência de cisalhamento;
- O concreto leve possui menor resistência ao cisalhamento que o concreto com agregado normal. Essa conclusão foi obtida quando normalizada a tensão última de cisalhamento pela resistência do concreto;
- A diferença relativa de tensão última de cisalhamento do concreto leve em relação ao normal atingiu valores de 22 a 38,4%;
- Para uma mesma taxa de armadura, à medida que aumenta a resistência do concreto, aumenta a tensão última de cisalhamento. Para  $f_{ck}$  de 30,88, 50,27 e 52,22 MPa, obteve-se aumento relativo da tensão última de cisalhamento de 26,3 %, 28% e 16% respectivamente;

- O aumento do grau de confinamento fornecido pela armadura transversal resultou numa superfície de ruptura mais lisa. No concreto leve, essa ruptura é resultado da ruptura à tração do agregado leve (argila expandida) e, para o concreto normal de alta resistência, do aumento do engrenamento do agregado;
- Durante o ensaio *push-off*, surgiram fissuras na direção do plano de cisalhamento, as quais aumentaram à medida que aumentou o grau de confinamento (efeito de pino), o que levou a se concluir que o cobrimento da armadura é uma variável a se levar em conta na transferência de cisalhamento, podendo esta, para altas taxas de armadura em um só plano, levar à ruptura antecipada da capacidade ao cisalhamento.
- Quando comparados os resultados experimentais desta pesquisa com outros obtidos na literatura com equações de normas e expressões propostas por diferentes pesquisadores, notou-se que as normas são conservadoras; no entanto, as expressões propostas por pesquisadores representando valores estatísticos de ensaios experimentais apresentam incertezas nos resultados.

## **6.2 - Sugestões para trabalhos futuros**

Após a realização deste trabalho, notou-se a necessidade de realizar mais ensaios *push-off*, considerando principalmente as variáveis resistência do concreto( concreto leve igual a concreto normal), abertura inicial de fissura na pré-fissuração e consideração de diferentes cobrimentos da armadura para diferentes tensões de confinamento.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 12142:2010. **Concreto- Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos.** [S.l.].
- ABNT NBR 5738:2015. **Concreto- Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** [S.l.].
- ABNT NBR 5739:2007. **Concreto- Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** [S.l.].
- ABNT NBR 7222:2011. **Concreto e argamassa- Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndrico.** [S.l.].
- ABNT NBR ISO 6892-1:2015. **Materiais metálicos- Ensaio de tração. Parte 1 : Método de ensaio à temperatura ambiente.** [S.l.].
- ABNT NBR NM 248:2003. **Agregados- Determinação da composição granulométrica.** [S.l.].
- ABNT NBR NM 52:2009. **Agregado miúdo- Determinação da massa específica e massa específica aparente.** [S.l.].
- ABNT NBR NM 53:2009. **Agregado graúdo- Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água.** [S.l.].
- AHMED, L.; ANSELL, A. Direct shear strength of high-strength fibre concrete. **Magazine of concrete research**, v.62, Maio, 2010. 379-390.
- AL, H. E. Shear transfer in reinforced concrete. **Journal of the American Concrete Institute**. v. 66, n 2, Fevereiro, pp 119-128.
- ALI, M. A.; WHITE, R. N. Enhanced contact model for shear friction of normal and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, May- 1999. pp. 348-361.
- ARAÚJO, D. L. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão.** Dissertação( Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 1997.
- BIRKELAND, P. W.; BIRKELAND, H. W. Connections in precast concrete construction. **Journal of American Concrete Institute**, v. 63, p. 345-367, Março 1966. ISSN 3.
- CAST. Computer Aided Strut-and-tie. University of Illinois at Urbana Champaign. United States of America.2000

EMIKO, L. et al. Shear transfer in lightweight concrete. **Magazine of Concrete Research**, 2011. 393-400.

FONTEBOA, B. G.; MARTÍNEZ, F.; CARRO, D.; EIRAS, J. Cortante- fricción de los hormigones reciclados. **Materiales de Construcción**, A Coruña, Jul-Set 2010. 53-67.

FRENAY, J.W.; PRUIJSSERS, A.F.; REINHORDT, H.W.; WALRAVEN, J.C. Shear transfer in high- strength concrete. **Proceedings of Symposium on Utilizations of high-strength concrete**, 1987. pp. 225-235.

GERRITSE, A. Design considerations for reinforced lightweight concrete. **The international Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete**, Fevereiro 1981.

GRABOIS, T. M. Desenvolvimento e caracterização experimental de concretos leves autoadensáveis reforçados com fibras de sisal e aço, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2012.

HOFBECK, J. A.; IBRAHIM, I. O.; MATTOCK, A. H. Shear transfer in reinforced concrete. **Journal of the American Concrete Institute**. v. 66, n. 2, Fevereiro, 1969. pp. 119-128.

HOFF, G. C. High strength lightweighth aggregate concrete for arctic applications- Part 3: Structural Parameters. **American Concrete Institute Special Publication**, 1993. SP-136 pp. 175-246.

HOLM, T. A.; BREMNER, T. W. State-of-the-art report on high-strength, high-durability structural low-density concrete for applications in severe marine environments. **US Army Corps of Engineers- Engineer Research na Development Center.**, 2000. 116 p.

HSU, T. T. C.; MAU, S. T.; CHEN, B. Theory of shear transfer strength of reinforced concrete. **ACI Struct Journal**, 1987. 149-160.

KAHN, L. F.; MITCHELL, A. D. Shear friction tests with high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, January- February 2002. pp.98-103.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, v. 1-3, 1977.

LIN, I. J.; CHEN, Y. L. Shear transfer across a crack in reinforced high strength concrete. **Proceedings 2nd east Asic-Pacific conference on structural engineering and construction**, Thailand, January, 1989. pp. 505-510.

MANSUR, M. A.; VINAYAGAM, T.; TAN, K. Shear transfer across a crack in reinforced high-strength concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, April 2008. pp.294-302.

MAST, R. F. Auxiliary reinforcement in precast concrete connections. **ASCE** , 1968. pp. 1495-1504.

MATTOCK, A. H. Shear friction and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, Fevereiro, 2001. pp.50-59.

MATTOCK, C. H.; LI, W. K.; WANG, T. C. Shear transfer in lightweight reinforced concrete. **PCI Journal**, 1976. Vol.21, nº 1, pp.20-39.

MAU, S. T.; HSU, T. T. C. Discussion on influence of concrete strength and loading history on the shear friction capacity of concrete members. **PCI Journal**, 1988. 33(1) pp. 166-170.

RAHAL, K. N. Shear transfer strength of reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, Julho-Agosto 2010. v.107.

RAHAL, N. K.; AL-KHALEEFI, A. Shear-friction behavior of recycled and natural aggregate concrete- an experimental investigation. **ACI Structural Journal**, Novembro- Dezembro 2015. pp 725-734.

RATHS, C. H. Reader comments of paper: "Design proposals for reinforced concrete corbels". **PCI Journal**, 1977.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. P. Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, p. 119-137, 2011.

SANTOS, P. M. D.; JÚLIO, E. N. B. S. A state of the art review on shear friction. **Engineering Structures**, 2012. 435-448.

SAP. Structural Analysis Program. **Computers and Structures**, 2009.

SHAW, D. M. ; SNEED, L.H. Interface shear transfer of lightweight-aggregate concretes cast at different times. **PCI Journal**. Summer 2014. p. 130-144.

TAERWE, L. . Empirical analysis of the fracture process in high-strength concrete loaded in uniaxial compression. **Fracture and Damage of Concrete and Rock**, 1993. pp. 122-134.

WALRAVEN, J.; STROBAND, J. Shear friction in high-strength concrete. **ACI International Conference on High Performance Concrete**, Singapore, Nov.1994. pp. 311-330.

ZILCH, K.; REINECKE, R. Capacity of shear joints between high-strength precast elements and normal-strength cast-in-place decks. **International Symposium on High Performance Concrete**, Orlando, USA, 25-27 September 2000.