

TEORIA ATRITO - CISALHAMENTO EM CONCRETOS DE DIFERENTES
RESISTÊNCIAS E DENSIDADES ATRAVÉS DO ENSAIO DE *PUSH-OFF*

Thaís Amaral Soares

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE (UENF)
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
SETEMBRO - 2018

TEORIA ATRITO - CISALHAMENTO EM CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS E DENSIDADES ATRAVÉS DO ENSAIO DE *PUSH-OFF*

Thaís Amaral Soares

“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
SETEMBRO - 2018**

TEORIA ATRITO - CISALHAMENTO EM CONCRETOS DE DIFERENTES RESISTÊNCIAS E DENSIDADES ATRAVÉS DO ENSAIO DE *PUSH-OFF*

Thaís Amaral Soares

“Projeto de Dissertação apresentado 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”.

Comissão examinadora:

Carlos Alexander Recarey Morfa, Ph. D. - UNB

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

Pof. Vânia José Karam, D. Sc. – LECIV - UENF

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

“Ele não deixará que teus pés vacilem; não pestaneja Aquele que te guarda. Certamente não! De maneira alguma cochila nem dormita o guarda de Israel. O Eterno é o teu protetor diuturno; como sombra que te guarda, Ele está à tua direita.” (Salmos 121: 3-5)

AGRADECIMENTOS

À Deus que em toda a sua magnitude e amor me fez caminhar cada passo mesmo quando o caminho se mostrou tortuoso e que me guarda e ensina à cada dia como agir e que sem Ele nada seria possível.

Aos meus pais, Rubens e Auxiliadora, aos meus irmãos Júnior e Diego e à minha amada e carinhosa avó Waldéa por estarem sempre do meu lado sem medir esforços para me ajudar, incentivar e apoiar desde nos momentos difíceis aos mais satisfatórios e felizes.

Ao meu sobrinho Yan, que faz o dia brilhar mais forte para mim a cada testemunho que faço de sua vida, seu amor e sua linda inocência de criança que me ajuda sempre a renovar minhas esperanças e a fazer o melhor que posso.

Aos meus amigos por todo apoio, inclusive físico, durante o desenvolvimento dessa pesquisa, por segurarem a minha mão quando necessário, por me empurrarem adiante e por estarem presentes seja com uma palavra de apoio, um abraço, um elogio ou a ajuda no trabalho para que tudo pudesse caminhar bem.

Aos amigos do Leciv pela incondicional ajuda física e emocional durante o desenvolvimento do programa experimental e pelo carinho como qual sempre me trataram e pela amizade enorme.

A instituição UENF, por ter sido um lugar onde aprendi, cresci, melhorei e encontrei pessoas e conhecimentos que me agregaram para ajudar a fazer de mim um pouco do que sou hoje.

Ao meu orientador Sérgio González, pela impecável orientação, pela ajuda incansável, pela compreensão louvável, pela amizade valiosa, pelos incentivos fundamentais e pelo ser humano maravilhoso que se mostrou.

À Faperj pela contribuição financeira para a realização desta pesquisa.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS	xiii
RESUMO.....	xv
1 CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Justificativa.....	2
1.3 Objetivos	3
2 CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Transferência de tensões cisalhantes entre interfaces de concreto.....	4
2.1.1 Transferência de esforços cisalhantes pela superfície de contato	7
2.1.2 Transferência pela armadura transversal à interface	8
2.2 Teoria Atrito-Cisalhamento.....	8
2.3 Ensaio de <i>push-off</i>	13
2.4 Recomendações práticas normativas para atrito-cisalhamento	14
2.5 Comportamentos de diferentes tipos de concretos submetidos a esforços de cisalhamento	15
2.6 Estudos anteriores para obtenção da tensão última de cisalhamento.	18
2.6.1 Mattock <i>et al.</i> (1976)	18
2.6.2 Raths (1977)	21
2.6.3 Mattock(2001)	22
2.6.4 Kahn e Mitchell (2002)	23
2.6.5 Mansur <i>et al.</i> (2008)	25
2.6.6 Emiko <i>et al.</i> (2011).....	27
2.6.7 Harries <i>et al.</i> (2012)	29
2.6.8 Shaw (2013).....	31
2.6.9 Wermager (2015).....	34

2.6.10	Krc (2015)	37
2.6.11	Pereira (2016)	39
2.7	Considerações finais	42
3	CAPÍTULO III – PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	43
3.1	Considerações gerais.....	43
3.1	Materiais.....	43
3.1.1	Cimento de alta resistência inicial.....	43
3.1.2	Agregado Miúdo.....	44
3.1.3	Agregado Graúdo	44
3.1.4	Água	45
3.1.5	Armaduras	45
3.1.6	Aditivo Químico.....	45
3.1.7	Concretos.....	45
3.1.8	Produção e cura dos concretos	46
3.2	Caracterização dos concretos no estado endurecido	47
3.2.1	Corpos de prova	51
3.3	Ensaio de <i>push-off</i>	53
3.3.1	Corpos de prova	53
3.3.2	Procedimentos do ensaio e instrumentação	56
4	CAPÍTULO IV – Resultados Experimentais.....	60
4.1	Caracterização do concreto no estado endurecido	60
4.1.1	Ensaio de Resistência à Compressão	60
4.1.2	Ensaio de Tração Indireta.....	63
4.2	Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo <i>Push-off</i>	65
4.2.1	Valores das resistências últimas de cisalhamento dos CPs tipo <i>Push-off</i> ensaiados.....	67
4.2.2	Corpos de prova após o ensaio de cisalhamento direto	68
4.2.3	Curvas Tensão vs Deslocamentos Transversais e Longitudinais	78
4.2.3.1	Corpos de Prova Tipo <i>Push-off</i> dos Concretos de Alta Resistência	78
4.2.3.2	Concretos Leves	90
4.2.3.3	Ângulos de inclinação das curvas.....	98

5	CAPÍTULO V – Análise dos Resultados	100
5.1	- Considerações Iniciais	100
5.2	- Análise do comportamento dos corpos de prova	100
5.3	- Resistências últimas ao cisalhamento obtidas experimentalmente	104
5.4	- Influência da resistência do concreto	105
5.5	- Comparação das resistências últimas ao cisalhamento obtidas experimentalmente com outras equações propostas	106
6.1-	Considerações Finais.....	114
	Dando continuidade ao estudo realizado por Pereira (2016), este trabalho teve como objetivo aprofundar-se na avaliação da transferência de cisalhamento em concreto leve, normal e de alta resistência, para o qual foram realizados outros ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova do tipo <i>push-off</i> . Foram obtidos os valores de resistência última ao cisalhamento e suas correspondentes deformações longitudinais e transversais.	114
6.2-	Sugestões para trabalhos futuros	115
6	CAPÍTULO VII – Referências Bibliográficas.....	116

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mecanismo de transferência de cargas (Zilch e Reinecke, 2000).....	5
Figura 2.2 - Mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento numa interface de concreto com superfície rugosa (Araújo, 1997).	7
Figura 2.3 – Modelo Dente de Serra (Santos e Júlio, 2012).....	9
Figura 2.4 - Teoria atrito-cisalhamento (PATNAIK, 1992, adaptado por Araújo,1997)	12
Figura 2.5 - Mecanismo de fissuração do concreto (Walraven <i>et al.</i> ,1987).....	15
Figura 2.6 - Comportamento do concreto quando submetidos a forças de compressão: a) Concreto leve e b) Concreto normal. (Gerritse, 1981)	18
Figura 2.7 - Curva de resistências últimas normalizada por f_{cm} para Mattock <i>et al.</i> (1976).....	21
Figura 2.8 - Curva de resistências últimas normalizada por f_c para Kahn e Mitchell (2002)	24
Figura 2.9 – Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Mansur <i>et al.</i> (2008).....	27
Figura 2.10 – Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Emiko <i>et al.</i> (2011).....	29
Figura 2.11 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Harries, <i>et al.</i> (2012).....	31
Figura 2.12 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Shaw (2013).....	34
Figura 2.13 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Wermager (2015).....	37
Figura 2.14 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Krc (2015) ...	39
Figura 2.15 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Pereira (2016).....	41
Figura 3.1 - Betoneira durante o processo de produção do concreto.....	47
Figura 3.2 - Formas cilíndricas para moldagem dos corpos de prova	48
Figura 3.3 – Setup pronto para o início do ensaio.....	49
Figura 3.4 - Corpo de prova posicionado no interior da prensa	49
Figura 3.5 - Corpo de prova posicionado para ensaio.....	50
Figura 3.6 - Corpo de prova rompido por tração indireta.....	50
Figura 3.7 – Fluxograma das características dos CPs estudados.....	51
Figura 3.8 - – Esquema de corpo de prova tipo <i>push-off</i> de 4,79 MPa.	53
Figura 3.9 - Esquema de corpo de prova tipo <i>push-off</i> de 7.64 MPa	54
Figura 3.10 - Esquema de corpo de prova tipo <i>push-off</i> de 10,20 MPa.	54
Figura 3.11 - Formas de <i>push-off</i> prontas para a concretagem	55
Figura 3.12 - Forma preparada com 4 barras na armadura transversal.....	55
Figura 3.13 - Forma preparada com 3 barras na armadura transversal	55
Figura 3.14 - Forma preparada com 2 barras na armadura transversal	56
Figura 3.15 - Corpo de Prova pronto para ser pré-fissurado.....	57
Figura 3.16 - Esquema de pré-fissuração do corpo de prova.....	57
Figura 3.17 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista Lateral 1)	58
Figura 3.18 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista Lateral 2)	58
Figura 3.19 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista frontal)	59
Figura 3.20 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista posterior)	59
Figura 4.1 - Resistências à compressão do concreto normal.	61
Figura 4.2 - Resistências à compressão do concreto normal de alta resistência.	62
Figura 4.3 - Resistências à compressão do concreto leve.	62
Figura 4.4 - Resistências à Tração Indireta do concreto normal.	64

Figura 4.5 - Resistência à Tração Indireta do concreto Normal de Alta Resistência.	64
Figura 4.6 - Resistência à Tração Indireta do Concreto Leve.	64
Figura 4.7 - Corpo de prova ao final do ensaio de cisalhamento direto	65
Figura 4.8 - Esquema do reforço realizado no corpo de prova <i>push-off</i>	66
Figura 4.9 - Corpo de prova A1-PO-4,79	68
Figura 4.10 - Corpo de prova A2-P0-4,79	69
Figura 4.11 - Corpo de prova A3-PO-4,79	69
Figura 4.12 - Corpo de prova A1-PO-7,64	70
Figura 4.13 - Corpo de prova A2-PO-7,64	70
Figura 4.14 - Corpo de prova A3-PO-7,64	71
Figura 4.15 - Corpo de prova A2-P0-10,20	71
Figura 4.16 - Corpo de prova A3-P0-10,20	72
Figura 4.17 - Corpo de prova L2-PO-4,79.....	72
Figura 4.18 - Corpo de prova L3-PO-4,79.....	73
Figura 4.19 - Corpo de prova L1-P0-7,64.....	73
Figura 4.20 - Corpo de prova L2-PO-7,64.....	74
Figura 4.21 - Corpo de prova L3-PO-7,64.....	74
Figura 4.22 - Corpo de prova L1-P0-10,20.....	75
Figura 4.23 - Corpo de prova L2-P0-10,20.....	75
Figura 4.24 - Corpo de prova L3-P0-10,20.....	76
Figura 4.25 – Corpo de prova N3-PO-4,79	76
Figura 4.26 - Corpo de prova N3-P0-7,64	77
Figura 4.27 - Corpo de prova N2-P0-10,20	77
Figura 4.28 - Corpo de prova N3-P0-10,20	78
Figura 4.29 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-4,79	79
Figura 4.30 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-4,79	79
Figura 4.31 – Curva de Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-4,79	80
Figura 4.32 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-4,79	81
Figura 4.33 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-4,79	81
Figura 4.34– Curva de Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-4,79	82
Figura 4.35 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-4,79	83
Figura 4.36 – Curva de Tensão/f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-4,79.....	83
Figura 4.37 – Curva de Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-4,79	84
Figura 4.38 - Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-7,64	85
Figura 4.39 - Curva Tensão/f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-7,64.....	85
Figura 4.40 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-7,64	86
Figura 4.41 – Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-7,64.....	87

Figura 4.42 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-7,64	87
Figura 4.43 - Curva Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-7,64	88
Figura 4.44- Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-7,64.....	89
Figura 4.45 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-7,64	89
Figura 4.46 - Curva Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-7,64	90
Figura 4.47 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-4,79.....	91
Figura 4.48 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-4,79.....	91
Figura 4.49 – Curva de Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-4,79.....	92
Figura 4.50 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-4,79.....	93
Figura 4.51 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-4,79.....	93
Figura 4.52 - Curva Tensão /(f_{cm}) vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-4,79.....	94
Figura 4.53 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-7,64.....	95
Figura 4.54 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-7,64.....	95
Figura 4.55 - Curva Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-7,64.....	96
Figura 4.56 - Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-7,64.....	97
Figura 4.57 - Curva Tensão/f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-7,64.....	97
Figura 4.58 - Curva Tensão / f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-7,64.....	98
Figura 5.1 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por f_{cm} para os concretos de Alta resistência	101
Figura 5.2 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por f_{cm} para os concretos de Alta resistência.....	102
Figura 5.3 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por f_{cm} para os concretos leves	103
Figura 5.4 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por f_{cm} para os concretos leves	103
Figura 5.5 - Curva normalizada por f_{cm} para todos tipos de concreto.....	104
Figura 5.6 - Curva normalizada por raiz de f_{cm} para todos os tipos de concreto	105
Figura 5.7 - Resistência última vs f_{cm} de acordo com as tensões de cisalhamento	106
Figura 5.8 - Valores conforme aproximação tri-linear de Mansur (2008)	109
Figura 5.9 - Valores experimentais para desenvolvimento de nova aproximação tri-linear	111
Figura 5.10 - Valores conforme nova aproximação tri-linear proposta	112

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficiente de atrito e tensão última de cisalhamento para diferentes interfaces.....	14
Tabela 2.2 - Programa experimental e resultados de Mattock <i>et al.</i> (1976)	19
Tabela 2.3 - Resultados dos Ensaios de Kahn e Mitchell (2002).	24
Tabela 2.4 - Detalhes e principais resultados experimentais de Mansur (2008)	26
Tabela 2.5 - Resultados do programa experimental (Emiko <i>et al.</i> , 2011).....	28
Tabela 2.6- Resultados do programa experimental de Harries <i>et al.</i> (2012)	30
Tabela 2.7 - Principais Resultados de Shaw (2013).....	32
Tabela 2.8 - Resultados de Wermager (2015)	35
Tabela 2.9 - - Resultados de Krc (2015)	38
Tabela 2.10 - Resultados de Pereira (2016)	40
Tabela 4.2 - Resultados do ensaio de tração indireta	63
Tabela 4.3- Influência de flexão nos corpos de prova	67
Tabela 5.1 - Resultados experimentais dos concretos leves	100
Tabela 5.2 - Resultados experimentais dos concretos normais	101
Tabela 5.3 - Resultados experimentais dos concretos normais de alta resistência	101
Tabela 5.4 - Resistência última experimental e calculada por diferentes estudos anteriores	106
Tabela 5.5 - Tensão última experimental e calculada pelo ACI 318 (2014)	108
Tabela 5.6 - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos Valores da Figura 5.8	110
Tabela 5.7 - - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos Valores da Figura 5.10	112

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

ε_y : deformação de escoamento convencional

ε_y^* : deformação de escoamento correspondente a diagrama tensão vs deformação

ε_u : deformação última da armadura na ruptura

ε_{st} : deformação da armadura longitudinal de tração

τ : tensão de cisalhamento

τ_u : tensão última de cisalhamento

τ_a : resistência ao cisalhamento devido a coesão entre as partículas

τ_{sf} : resistência ao cisalhamento devido ao atrito cisalhante entre as partes de concreto

τ_{sr} : resistência ao cisalhamento devido a armadura em torno da interface

μ : coeficiente de atrito

ρ_w : taxa geométrica da armadura transversal

λ : constante que depende da massa específica do concreto

σ : tensão externa normal ao plano de cisalhamento

σ_s : tensão de tração na armadura

σ_1 e σ_2 : tensões normais

Φ : diâmetro da armadura

ϕ : ângulo de atrito interno

- Abreviaturas

ABNT : Associação Brasileira de Normas Técnicas

LECIV : Laboratório de Engenharia Civil

ELU : Estado Limite Último

UNF : Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

CPs: corpos de prova

RESUMO

A teoria de atrito-cisalhamento é uma abordagem recente que tem recebido muitas contribuições desde a sua proposta na segunda metade da década de 1960. Mesmo com o aumento das pesquisas na área, ainda existem muitas variáveis a serem estudadas de forma mais específica, como no comportamento dos concretos leves e de alta resistência. A fim de avaliar a transferência de cisalhamento, através da teoria do atrito-cisalhamento, foram produzidos corpos de prova de tipo *push-off* com diferentes tipos de concreto. As principais variáveis destes corpos de prova foram o tipo de agregado graúdo, a resistência do concreto e a taxa de armadura transversal. Para a confecção dos corpos de prova, foram produzidos três tipos de concreto: um concreto leve com a utilização de argila expandida, um concreto normal e um concreto normal de alta resistência. Os ensaios de *push-off* foram feitos em corpos de prova pré-fissurados. Os resultados obtidos foram comparados com equações já existentes na literatura e em códigos normativos. Foi possível verificar que o aumento na taxa de armadura transversal levou ao aumento da resistência última de cisalhamento e foi proposta uma aproximação tri-linear para prever um valor teórico para a resistência última ao cisalhamento.

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

ABSTRACT

The shear-friction theory is a recent approach that has received many contributions since the second half of the 1960's. Even with the increase in this area of research, there are many variables to be more importantly analyzed, such as in the lightweight and high strength concrete behavior. In order to evaluate shear transfer, through the friction-shear theory, *push-off* specimens with different types of concrete were produced. Main variables of these specimens were aggregate type, concrete strength and transverse reinforcement ratio. Three types of concrete were produced for preparation of test specimens: lightweight concrete using expanded clay, normal concrete and high strength normal concrete. Push-off tests were performed on pre-cracked specimens. Results were compared with existing equations in literature and in normative codes. It was possible to verify that the increase in reinforcement ratio led to the increase of the ultimate shear capacity and a tri-linear approximation was proposed to predict a theoretical value for the ultimate shear capacity.

Keywords: shear-friction, lightweight concrete, high strength concrete, *push-off*.

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A construção de concreto armado é o tipo de estrutura predominante na construção civil do Brasil. Além disso, a utilização de reparos e reforços de estruturas existentes constitui um mercado que cresceu e vem sendo bastante solicitado ao longo dos anos.

Para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas e a durabilidade das construções, tanto nos projetos de construção de novas estruturas, quanto nos de reparo ou reforço de antigas, deve-se levar em consideração o máximo de variáveis necessárias para avaliar o comportamento do concreto armado.

Entre os problemas a serem considerados está a resistência das interfaces entre concretos, submetidas a tensões de cisalhamento longitudinais, podendo ser analisadas através da teoria atrito-cisalhamento. Tal teoria permite a análise da capacidade de transferência de cisalhamento.

Segundo Santos e Júlio (2012), a teoria atrito-cisalhamento foi adotada em códigos de projeto para encontrar a resistência longitudinal ao cisalhamento entre as partes de elementos de concretos lançadas em momentos diferentes. Isto é relevante para diferentes situações, tais como conexões entre os elementos pré-moldados e o concreto moldado *in loco*.

Embora o concreto não fissurado seja relativamente resistente em cisalhamento direto, há sempre a possibilidade de que uma fissura venha a se formar em uma localização desfavorável. O conceito de atrito-cisalhamento assume que tal fissura irá se formar e deve prever-se uma armadura em toda a fissura, que resista ao deslocamento relativo ao longo da mesma. Quando o cisalhamento atua ao longo de uma fissura, uma face desliza em relação à outra. Se as faces da fissura são ásperas e irregulares, o deslizamento é acompanhado pela separação das faces da fissura. Por fim, a separação é suficiente para tensionar a armadura que atravessa a fissura até o limite de escoamento. A armadura proporciona uma tensão de confinamento através das faces da fissura. Em seguida, o cisalhamento aplicado é resistido pelo atrito entre as faces da fissura, pela resistência ao cisalhamento das saliências nas

faces da fissura e pelo efeito de pino da armadura que a atravessa (ACI 318, 2014).

O mecanismo de ruptura do elemento de concreto pode ser afetado pelo tipo de agregado graúdo existente em sua composição. Isto se deve ao fato de que a diferença entre a resistência do agregado e a resistência da matriz influencia no comportamento da fissura.

Os concretos de alta resistência e de agregados leves geralmente são utilizados para reduzir os tamanhos dos membros e o peso próprio. O vínculo entre os agregados e a pasta de cimento pode ser suficientemente resistente nesses tipos de concreto, fazendo com que o agregado se fracture em fissuras, o que, por sua vez, reduz a tensão de cisalhamento que pode ser transferida através das fissuras por meio de engrenamento do agregado (Albajar, 2008).

1.2 Justificativa

Inicialmente proposta em 1966, a teoria atrito-cisalhamento foi adotada em todos os códigos de projeto para analisar as interfaces concreto-concreto. Nas últimas décadas, várias melhorias foram sugeridas para considerar mais fatores influentes, aumentar a precisão e ampliar o campo de aplicação. A inclusão da resistência do concreto, a densidade e a consideração do efeito de pino são exemplos das melhorias propostas (Santos e Júlio, 2012).

Embora essa área tenha tido grandes contribuições ao longo dos últimos anos, a teoria atrito-cisalhamento pode ser empregada em várias situações, o que gera diferentes possibilidades e permite que ainda existam variáveis a serem estudadas e analisadas.

Este trabalho visa contribuir com as pesquisas sobre a teoria atrito-cisalhamento em diferentes tipos de concretos tendo como principais variáveis: a taxa de armadura de confinamento, a resistência do concreto e o tipo de agregado graúdo (agregado leve de argila expandida e agregado normal de brita granítica). Isto foi realizado através de ensaios e da análise do comportamento de corpos de prova do tipo *push-off*.

1.3 Objetivos

Os objetivos deste trabalho são:

- a) quantificar a capacidade última ao cisalhamento em concretos com diferentes resistências, densidades e composições;
- b) realizar ensaios em corpos de prova tipo *push-off* pré-fissurados;
- c) avaliar os efeitos da taxa de armadura transversal e da resistência à compressão do concreto na capacidade última ao cisalhamento;
- d) analisar e comparar os resultados experimentais obtidos neste trabalho com outros existentes na literatura, assim como, equações propostas por diferentes pesquisadores e recomendadas por diferentes normas.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, é feita a abordagem de assuntos importantes e alguns assuntos fundamentais para entender e embasar a pesquisa proposta neste trabalho.

São abordados assuntos como a transferência de tensões cisalhantes, a teoria atrito cisalhamento, o comportamento dos diferentes tipos de concreto, entre outros.

Também é realizada uma revisão de estudos anteriores que servem como base e referência para a realização deste estudo, bem como da análise de seus resultados.

2.1 Transferência de tensões cisalhantes entre interfaces de concreto

A transferência do esforço cisalhante nas vigas de concreto é muito dependente da resistência do concreto à tração e à compressão e, por isso, a ruptura frágil é uma séria possibilidade, de modo que é muito importante o dimensionamento correto das vigas ao esforço cisalhante (Bastos, 2017).

A transferência de tensões cisalhantes entre interfaces no concreto é um mecanismo complexo, que envolve parâmetros como a tensão de cisalhamento, a tensão normal, a largura da fissura e o deslocamento da mesma (Walraven *et al.*, 1987).

De acordo com Araújo (1997), os principais parâmetros que influenciam a resistência da interface aos esforços cisalhantes são:

- resistência do concreto: as resistências dos concretos em contato aumentam a resistência ao cisalhamento, sendo que quando estes concretos possuem resistências diferentes, a menor delas predominará no controle da resistência ao cisalhamento;
- aderência da superfície de contato: Inicialmente, os elementos com superfícies de contato aderentes se comportam da mesma forma que elementos monolíticos. Caso não haja aderência, o deslocamento e a separação são significativos e resultam numa redução da resistência última;

- rugosidade da superfície de contato: O aumento da rugosidade da superfície de contato gera um aumento da resistência ao deslizamento. O efeito da rugosidade é tido, em termos de comportamento último, como somável ao da aderência.
- armadura transversal: Quando o deslizamento é pequeno, a quantidade de armadura transversal tem pouca influência na resistência da ligação concreto-concreto. Por outro lado, no estado limite último, a taxa de armadura transversal e sua resistência têm influência significativa sobre a resistência ao cisalhamento. Assim, ela tem duas funções quando acontece o deslizamento da superfície de contato; por um lado desenvolve o efeito de pino e resiste ao esforço cortante e, por outro, gera um aumento na resistência por atrito por causa das tensões normais aplicadas à superfície.

Segundo Zilch e Reinecke (2000), a resistência ao cisalhamento de uma interface concreto-concreto, como indicado na Figura 2.1, pode ser descrita por uma combinação de três mecanismos diferentes de transporte de carga, sendo estes: a adesão ou coesão entre as partículas (τ_a); o atrito-cisalhamento entre as partes de concreto (τ_{sf}); e a armadura de cisalhamento que atravessa a interface (τ_{sr}).

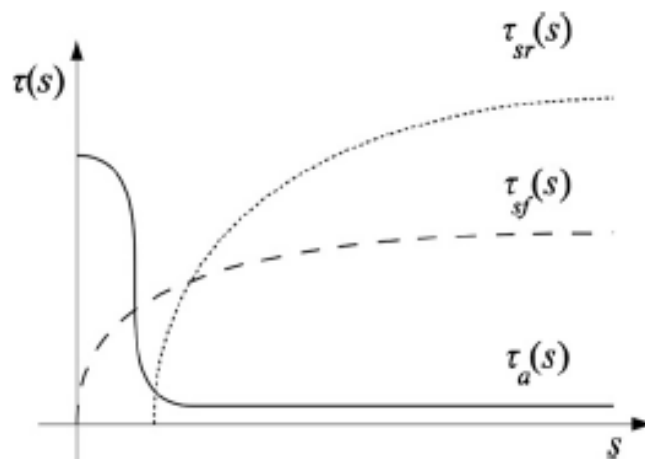


Figura 2.1 - Mecanismo de transferência de cargas (Zilch e Reinecke, 2000)

A componente de adesão é originada por conexões de ligações químicas entre as partículas dos concretos. Quando a capacidade máxima de carga é atingida, ocorre o desprendimento na interface concreto-concreto e a

transferência das tensões de cisalhamento ocorrerá pelo intertravamento mecânico. Se a interface for submetida a esforços de compressão, as tensões de cisalhamento serão transferidas por atrito-cisalhamento. Com o aumento relativo do deslocamento entre as partes do concreto, a armadura que atravessa a interface será tensionada e poderá ocorrer o escoamento da mesma. Portanto, a armadura de cisalhamento induzirá compressão na interface e a carga de cisalhamento será transferida por atrito. Devido ao deslizamento, a armadura de cisalhamento também será submetida ao cisalhamento, gerando o chamado efeito de pino.

De acordo com Araújo (1997), quando tensões de cisalhamento são transferidas ao longo de uma junta formada pela ligação de concretos com idades diferentes, são desenvolvidas tensões contrárias que tendem a equilibrar as ações. Esta junta pode ser formada pela ligação de uma peça pré-moldada com concreto moldado no local ou pela ruptura de uma peça monolítica para formação de um plano de cisalhamento. Ao ser submetida a esforços de cisalhamento, ocorre uma tendência de deslizamento na interface, resultando em um movimento de translação entre as duas superfícies. Se a superfície da interface é rugosa, o movimento de translação é acompanhado de um afastamento das peças. Neste caso, são mobilizados dois mecanismos de transferência de esforços, sendo estes: a transferência pela superfície de contato e a transferência pela armadura transversal à interface. Esse mecanismo encontra-se exemplificado na Figura 2.2, sendo:

σ_s : tensão de tração na armadura;

σ_n : tensão normal à interface;

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

τ_u : tensão de cisalhamento transmitida pela interface;

s: deslocamento longitudinal.

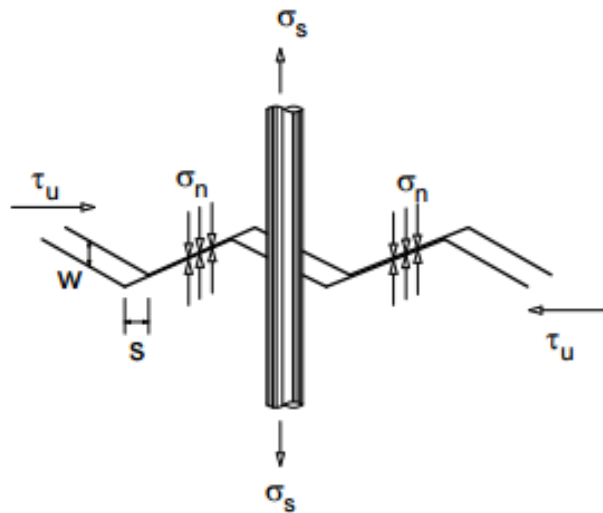


Figura 2.2 - Mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento numa interface de concreto com superfície rugosa (Araújo, 1997).

2.1.1 Transferência de esforços cisalhantes pela superfície de contato

Segundo Araújo (1997), o mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento pela superfície de contato pode ser dividido em três parcelas:

a) Transferência por adesão ou aderência:

Este é o primeiro mecanismo mobilizado ao aplicar esforços de cisalhamento em uma interface de concreto. Quando as solicitações são pequenas, os esforços são resistidos pela adesão entre as partículas internas do aglomerante. Esse efeito, isoladamente, não é suficiente para uma boa transferência, pois é destruído em pequenos deslocamentos.

b) Transferência por atrito:

Uma vez que a adesão é rompida, para o menor deslizamento relativo, aparece uma resistência por atrito entre as superfícies em contato, desde que existam tensões normais à interface. Essas tensões podem surgir pela aplicação de forças externas ou pela reação da armadura normal à interface quando é solicitada à tração. Essa parcela de resistência possui um importante papel na transferência dos esforços de cisalhamento após ocorrer o deslizamento entre as partes em contato, sendo diretamente influenciada pela rugosidade da superfície.

c) Transferência por ação mecânica:

Através do intertravamento mecânico entre as duas superfícies em contato formam-se “dentes de concreto” que são solicitados ao cisalhamento quando ocorre o deslizamento relativo entre as superfícies. Em superfícies rugosas, essa forma de transferência pode ser garantida pelo agregado graúdo atravessando a interface de deslizamento, pois ocorre um engrenamento entre os agregados fixados em lados opostos da interface.

2.1.2 Transferência pela armadura transversal à interface

Segundo Araújo e Debs (2001), a armadura transversal à interface contribui na transferência de esforços de cisalhamento por:

a) Efeito de pino:

O deslizamento relativo entre as duas superfícies tende a “cortar” a armadura transversal à interface, a qual fornece uma parcela de resistência que é somada à resistência fornecida pela superfície de contato.

b) Tensão normal à interface:

Se a superfície de contato for rugosa, junto com o deslizamento relativo entre as partes haverá um afastamento entre elas que tenderá a alongar a armadura. Esta, por sua vez, reage e aplica uma tensão normal à interface que aumentará a resistência por atrito entre as superfícies em contato.

2.2 Teoria Atrito-Cisalhamento

O atrito-cisalhamento é normalmente conhecido como um importante mecanismo de transferência de carga ao longo da interface concreto-concreto submetida simultaneamente ao cisalhamento e à compressão normal.

Segundo Santos e Júlio (2012), podem ser consideradas duas situações diferentes: a resistência ao cisalhamento da interface sem perda de adesão e a resistência ao cisalhamento da interface com deslizamento relativo entre as duas partes de concreto. Sendo a teoria do atrito-cisalhamento aplicável somente para a segunda situação, onde se assume que o comportamento da interface seja controlado pelo engrenamento do agregado, o atrito e o efeito de pino.

De acordo com Emiko *et al.* (2011), a "teoria do atrito-cisalhamento" é utilizada para avaliar a capacidade de transmissão de forças de cisalhamento

em fissuras no concreto estrutural. O conceito de atrito-cisalhamento é uma abordagem fundamental usada na descrição do mecanismo de resistência ao cisalhamento de interfaces e é baseado na lei de Coulomb.

A teoria atrito-cisalhamento foi inicialmente proposta por Birkeland e Birkeland em 1966 e aprovada em todos os códigos de projeto de estruturas de concreto armado para prever a resistência ao cisalhamento longitudinal de interfaces concreto-concreto (Santos e Júlio, 2014).

Atualmente, são considerados os seguintes parâmetros: 1) a resistência à compressão do concreto menos resistente; 2) a tensão normal à interface; 3) a armadura de cisalhamento atravessando a interface; e 4) a rugosidade da superfície do substrato. Pressupõe-se que, devido ao deslizamento relativo entre camadas de concreto antigas e novas, haja um aumento da largura da fenda da interface, levando ao tensionamento da armadura de cisalhamento, comprimindo a interface e fazendo com que as forças de cisalhamento sejam transferidas por atrito. Um "modelo de dente de serra" (Figura 2.3) geralmente é adotado para exemplificar esse conceito (Santos e Júlio, 2014).

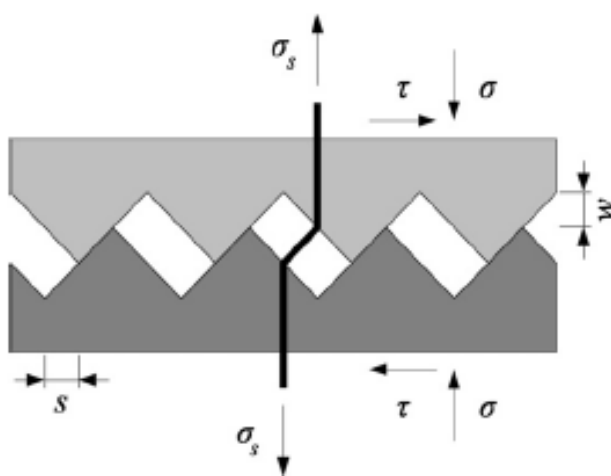


Figura 2.3 – Modelo Dente de Serra (Santos e Júlio, 2012)

De acordo com Wernager (2015), a força de cisalhamento faz com que as duas superfícies deslizem uma em relação a outra. Os mecanismos de intertravamento do agregado, interface de atrito-cisalhamento, ação de pino da armadura e coesão das duas superfícies trabalham em união para resistir ao cisalhamento.

A clássica Teoria de Atrito-Cisalhamento prevê a transferência de esforços de cisalhamento através de um dado plano por meio de uma

armadura distribuída que o atravessa. Esse plano pode ser o de uma provável fissura, o da interface de ligação de materiais diferentes ou da superfície entre dois concretos moldados em datas distintas. Vale salientar que, nesse modelo, a armadura é suposta uniformemente distribuída ao longo da fissura potencial, desprezando-se a excentricidade da força vertical que implicaria em uma armadura mais concentrada na parte tracionada (Fernandes e El Debs, 2005).

Segundo Araújo (1997), no modelo dente-de-serra fornecido pela teoria atrito-cisalhamento para avaliação da resistência ao cisalhamento em interfaces rugosas, a interface rugosa é substituída por uma série de pequenos dentes inclinados de $\text{tg}\phi$. Ao aplicar-se uma força horizontal, uma parte deslizará sobre a outra. Entretanto, devido aos pequenos dentes, elas também irão se separar, tracionando a armadura transversal, a qual aplicará uma força F à interface. Do equilíbrio de forças horizontais tem-se $F \cdot \text{tg}\phi = \mu \cdot N$. O efeito da força F sobre a interface é equivalente a uma força normal externa de compressão N . Assumindo que a armadura transversal à interface alcance sua resistência de escoamento f_y , a tensão normal de compressão à interface é igual ao produto da taxa de armadura pela resistência de escoamento do aço ($\rho_v \cdot f_y$).

A força de cisalhamento que provoca a ruptura da interface é adotada como aquela que leva toda a armadura transversal ao escoamento. Desta forma, temos a equação linear proposta por Birkeland e Birkeland em 1966 para representar a resistência ao cisalhamento da interface que pode ser escrita como:

$$\tau_u = \rho_v \cdot f_y \cdot \text{tg}\phi \quad (2.1)$$

ou

$$\tau_u = \rho_v \cdot f_y \cdot \mu \quad (2.2)$$

onde:

$\text{tg}\phi = \mu$: coeficiente de atrito

τ_u : resistência ao cisalhamento;

f_c : resistência à compressão do concreto;

$\rho_v \cdot f_y$: tensão de confinamento;

Estas equações foram propostas para superfícies lisas de concreto, superfícies artificialmente ásperas de concreto e interfaces concreto-aço.

O coeficiente de atrito foi determinado empiricamente, variando de acordo com o tipo de superfície, e pode ser definido para diversas situações, como: (a) $\mu = 1,7$ para concreto monolítico; $\mu = 1,4$ para juntas artificialmente rugosas; (c) $\mu = 0,8$ a $1,0$ para juntas de construção comuns ou interfaces concreto-aço.

Estas equações estão limitadas às seguintes restrições:

- $\rho_v \leq 1,5\%$;
- $\tau_u \leq 5,52$ MPa;
- $f_c \geq 27,58$ MPa;
- $f_y \leq 414,0$ MPa.

No que diz respeito à avaliação da resistência ao cisalhamento longitudinal das interfaces concreto-concreto, muitas expressões foram apresentadas desde a década de 1960 até os dias atuais.

Ao longo dos anos, as expressões propostas foram levando em consideração diferentes fatores e restrições. Com isto, a teoria foi se aperfeiçoando e ampliando as suas aplicações.

Mast (1968) propôs adicionar um limite máximo à expressão de Birkland e Birkeland (1966), para a tensão de cisalhamento longitudinal máxima e diferentes valores para o coeficiente de atrito. O limite proposto foi de $1,5f_c \cdot \text{tg } \phi$ e os valores de μ foram: (a) $\mu = 1,4$ para juntas artificialmente rugosas; (b) $\mu = 1,4$ para interfaces aço-concreto em vigas compostas; (c) $\mu = 0,7$ para interfaces aço-concreto em conectores soldados e (d) $\mu = 0,7$ para interface concreto-concreto em juntas lisas.

Pesquisadores como Mast (1968), Mattock (1974), Raths (1977) e Mansur *et al.* (2008) contribuíram para a formulação da teoria atrito-cisalhamento, incluindo variáveis significativas no cálculo. Em destaque, Mattock (1974) foi um dos pesquisadores que aperfeiçoou a teoria, incluindo os

efeitos da tensão externa (σ_n) e da parcela da coesão (c). Essa expressão está apresentada a seguir:

$$\tau_u = c + (\rho_v \cdot f_y + \sigma_n) \cdot \text{tg } \phi \quad (2.3)$$

A Figura 2.4 exemplifica o mecanismo da teoria do atrito-cisalhamento.

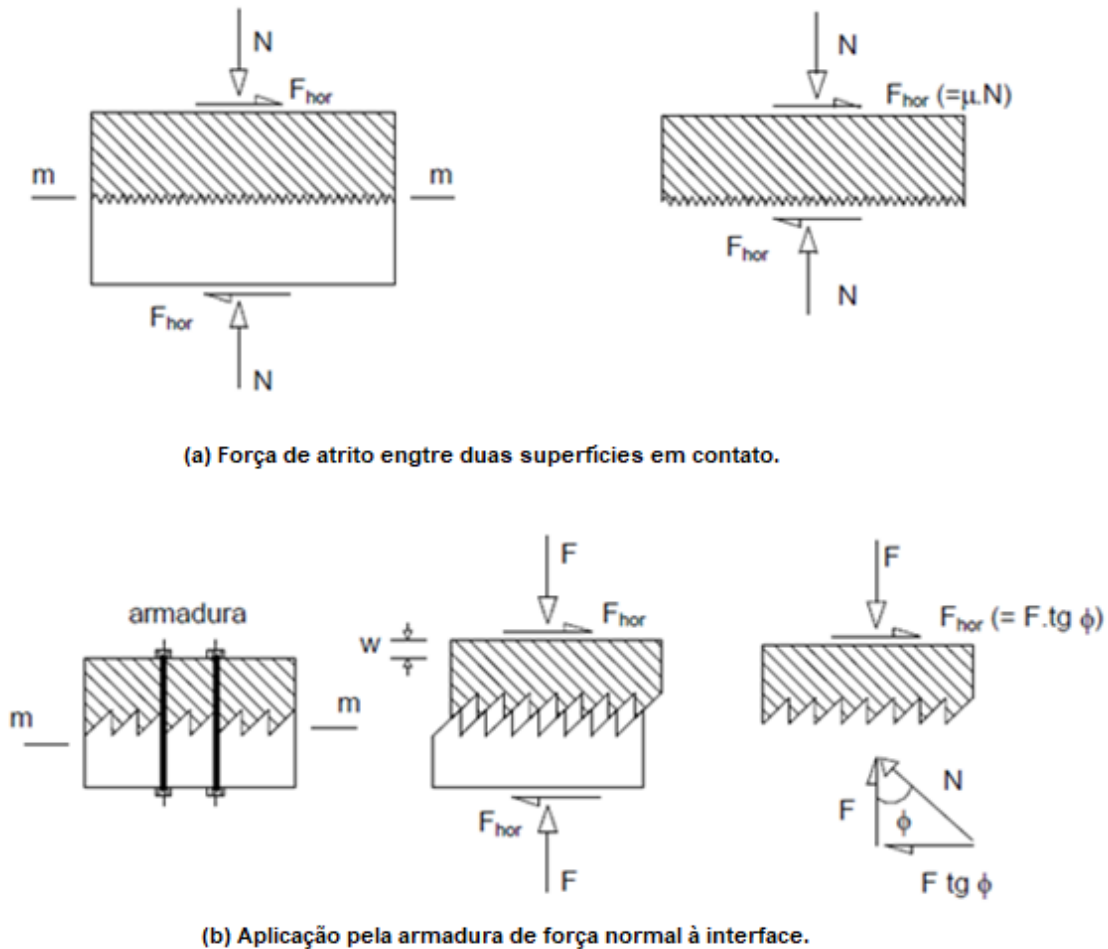


Figura 2.4 - Teoria atrito-cisalhamento (PATNAIK, 1992, adaptado por Araújo,1997)

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

- o engrenamento do agregado e o atrito: resultado da rugosidade da face fissurada;
- a força de compressão aplicada normal à interface: contribui para o aumento do engrenamento do agregado e atrito;
- a 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;

- a 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, que está diretamente relacionada com a resistência do concreto.

A transferência de cisalhamento pode ocorrer através de um plano pré-fissurado ou através de um plano não pré-fissurado.

Segundo Emiko *et al.* (2011), dentro das seções críticas de cisalhamento, o comportamento da transferência de cisalhamento através de um plano não fissurado e através de um plano pré-fissurado é significativamente diferente.

As seções críticas de cisalhamento ocorrem freqüentemente em locais onde há mudança de geometria estrutural ou quando o concreto é lançado em momentos diferentes. É, portanto, altamente provável que as fissuras pré-existam em seções críticas de cisalhamento antes do carregamento. Mas também existem casos onde as mesmas não pré-existem.

Algumas investigações experimentais indicaram que, se existir uma fissura ao longo do plano de cisalhamento antes da aplicação do cisalhamento, a resistência à transferência de cisalhamento final será menor do que o que poderia ter sido alcançada sem uma pré-fissura, ao passo que o deslizamento ao longo do plano de cisalhamento em todos os estágios de carregamento é maior.

2.3 Ensaio de *push-off*

Segundo Araújo (1997), ao longo dos anos foram realizadas várias pesquisas com o intuito de determinar a resistência ao cisalhamento de interfaces de concreto. Para tal, eram realizados dois tipos de ensaios: ensaios de cisalhamento direto e ensaios em vigas biapoiadas.

O ensaio de *push-off* é um ensaio de cisalhamento direto, onde o corpo de prova é composto por duas partes de concreto, cada uma com a forma de um “L”, conectadas através da interface e apresentando um espaço em ambas

as extremidades que permite que o teste continue após a ruptura da interface por cisalhamento.

Os ensaios mais comuns, dentre os vários tipos de ensaios utilizados para estudar a transferência de cisalhamento, são os ensaios de *push-off*.

2.4 Recomendações práticas normativas para atrito-cisalhamento

As disposições da ACI 318 (2014) e do manual de projeto PCI (2010) são as principais recomendações normativas que abordam o atrito-cisalhamento e apresentam tais abordagens de forma semelhante. Ambas apresentam previsões em que a resistência última de cisalhamento (V_n) é calculada em função do coeficiente de atrito μ , da área de armadura no plano de cisalhamento (A_v), e da tensão de escoamento da armadura f_y , sendo:

$$\tau_n = A_v \cdot f_y \cdot \mu \quad (2.4)$$

Na Equação (2.4), o valor de μ é decorrente da condição da interface e do tipo de concreto e depende de um fator λ utilizado para considerar a redução dos valores das propriedades mecânicas do concreto leve em comparação ao concreto normal para uma mesma resistência à compressão.

A Tabela 2.1 apresenta, para atrito-cisalhamento, as diferentes condições de interface, os coeficientes de atrito e os limites para resistência última ao cisalhamento tanto para o ACI 318 (2014), quanto para o manual de projeto PCI (2010).

Tabela 2.1 - Coeficiente de atrito e tensão última de cisalhamento para diferentes interfaces

Características da interface	μ	τ_u - ACI 318 (2014)	τ_u - PCI (2010)
Concreto monolítico	$1,4\lambda$	$\leq \begin{bmatrix} 0,2f_c \\ 3,3 + +0,08f_c \text{ MPa} \\ 11 \text{ MPa} \end{bmatrix}$	$\leq \begin{bmatrix} 0,3\lambda f_c \\ 6,89\lambda \text{ MPa} \end{bmatrix}$
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.

2.5 Comportamentos de diferentes tipos de concretos submetidos a esforços de cisalhamento

No que diz respeito ao comportamento em relação ao cisalhamento de um elemento de concreto armado, este é regulado pela capacidade de cisalhamento da armadura e também pela capacidade de cisalhamento do concreto (Choi *et al.*, 2010).

O concreto pode ser representado como um sistema de duas fases: na matriz (pasta de cimento endurecido) é incorporada uma coleção de partículas agregadas. Geralmente, a resistência e a rigidez das partículas do agregado são maiores do que as da matriz. No entanto, a área de contato entre os dois materiais, a zona de ligação, é o elo mais fraco do sistema. Assim, a fissuração ocorre normalmente através da matriz, mas ao longo da circunferência das partículas agregadas. Estas partículas são simplificadas a esferas, que podem ser interceptadas pelo plano de fissuração em todas as profundidades com a mesma probabilidade (Walraven, 1981) (Figura 2.5).

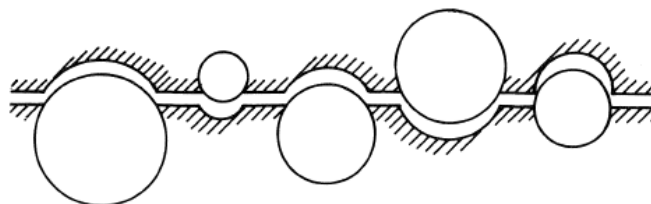


Figura 2.5 - Mecanismo de fissuração do concreto (Walraven *et al.*,1987).

O agregado graúdo é a fase do concreto que mais influencia a densidade, o módulo de elasticidade e a estabilidade dimensional do concreto. As características físicas do agregado, tais como volume, tamanho, forma e granulometria, influenciam mais essas propriedades do que as características químicas. Quanto ao módulo de elasticidade, o agregado é a fase que condiciona essa propriedade, na maioria dos casos. Devido ao valor elevado de seu módulo, o agregado é responsável por restringir as movimentações da pasta. Em relação à resistência do concreto, a fase agregado não possui tanta participação quando se trata de resistências baixas e médias, exceto quando o agregado é muito frágil e poroso. Porém, uma vez que sejam analisados concretos de elevada resistência, a fase agregado merece mais atenção e suas características devem ser levadas em consideração (Gonçalves, 2011).

No concreto convencional, a fissura intercepta a matriz cimentícia, mas se propaga pelas partículas de agregados relativamente resistentes. As partículas de agregados resistentes são empurradas para a matriz menos resistente e uma transmissão de forças ocorre em pontos de contato. Em outros concretos, como os de alta resistência ou leves, as fissuras interceptam as partículas de agregado de tal forma que o número de pontos de contato é reduzido significativamente (Fonteboa, 2010) .

Um aspecto que quase não era considerado, é que, em altas resistências do concreto, o agregado pode fraturar na formação de fissuras, com isso, o número de pontos de contato pode ser significativamente reduzido. Ocorre de maneira semelhante no concreto leve. Portanto, espera-se que, para uma resistência maior de concreto que um determinado valor crítico - dependente da proporção das resistências da partícula e da matriz - ocorrerá uma queda na capacidade de atrito-cisalhamento para um nível menor (Walraven e Stroband, 1994).

Segundo Emiko *et al.* (2011), existem casos em que, no projeto de concreto armado, a transferência de cisalhamento dada por um certo plano torna-se crítica. Embora muitas pesquisas sobre este tema tenham sido realizadas, a implicação do uso do concreto leve (LWC) não foi adequadamente abordada. Para este tipo de concreto, em que a fissura está associada à quebra do agregado, uma vez que a resistência do agregado é comparável à da matriz, há preocupações de que a "fissura de face lisa" resultante seja menos eficaz na transmissão do esforço de cisalhamento.

A resistência ao deslizamento ao longo de um plano de cisalhamento em concreto leve é menor do que em concreto de peso normal, 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).

Os concretos leves são frequentemente considerados para uso quando é interessante reduzir o peso do elemento, como em construção com concreto pré-moldado para reduzir os custos com transporte.

Segundo Fonteboa *et al.* (2010), concretos sem armadura têm a capacidade de atrito-cisalhamento em concretos de alta resistência de cerca de 35% da capacidade em concretos normais. Já em concretos armados, a capacidade é de 55 a 75% da capacidade em concretos normais.

Os concretos de alta resistência e de agregados leves são utilizados, geralmente, para reduzir os tamanhos dos elementos e seu peso próprio. O vínculo entre as partículas de agregados e a matriz cimentícia pode ser forte o suficiente para que o agregado se fracture, o que reduz a resistência ao cisalhamento, pois a tensão cisalhante pode ser transferida através da fratura dos agregados por meio do engrenamento de agregados (Albajar, 2008).

Quando as partículas de agregados são menos resistentes do que a argamassa, a ruptura ocorre diretamente através dos agregados (Figura 2.6a). Com agregados mais rígidos, as tensões na argamassa são reduzidas e a ruptura ocorrerá agora estendendo fissuras iniciais ao longo dos agregados (Figura 2.6b).

Com isso, no concreto de agregado normal em que as fissuras se propagam em torno das partículas de agregado, é produzida uma superfície rugosa na face de ruptura. Já em concreto leve em que as fissuras se propagam através do agregado, se tem como resultado uma face fissurada mais lisa.

Nos últimos anos, o concreto de alta resistência está cada vez mais popular na prática da engenharia civil devido a sua maior resistência e durabilidade em comparação com o concreto convencional de resistência normal. As características do engrenamento dos agregados variam com a resistência à compressão do concreto. O agregado em concreto de resistência normal podem ser empurradas para fora da pasta de cimento através da propagação da fissura. No entanto, a pasta de cimento em concreto de alta resistência tem uma resistência maior do que o agregado, resultando na fratura do agregado e a fissura atravessa esse agregado. Conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento começa a reduzir devido à fratura grave dos agregados quando a resistência à compressão do concreto atinge um certo

valor. Assim, existe uma relação complexa entre o engrenamento dos agregados e a resistência à compressão do concreto (Xiao *et al.*, 2014).

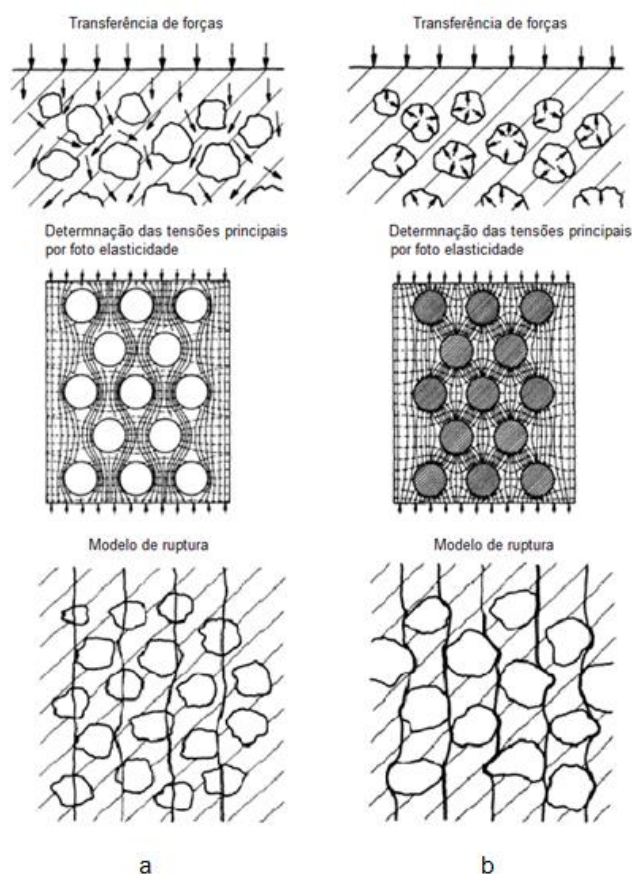


Figura 2.6 - Comportamento do concreto quando submetidos a forças de compressão: a) Concreto leve e b) Concreto normal. (Gerritse, 1981)

2.6 Estudos anteriores para obtenção da tensão última de cisalhamento.

Os estudos descritos a seguir consideram a influência da densidade do concreto, da resistência à compressão do concreto e/ou da existência da pré-fissuração nos corpos de prova.

2.6.1 Mattock *et al.* (1976)

O estudo realizado pelos autores investigou a influência do tipo de agregado na resistência e no comportamento da transferência de cisalhamento. Foram utilizados quatro tipos de agregados, dentre estes, o agregado leve. Também foram variadas a resistência do concreto e a presença de uma pré-

fissura. O concreto foi moldado monoliticamente, e a resistência à compressão do concreto variou de 13,78 MPa a 41,37 MPa.

Os corpos de prova ensaiados foram do tipo *push-off* e os resultados deste estudo sinalizaram que, com a mesma resistência à compressão do concreto, aqueles que continham agregado leve apresentaram menor resistência de transferência de cisalhamento. E também foi verificado que a resistência ao cisalhamento não apresentou uma significativa alteração ao mudar de acordo com o tipo de agregado leve.

As amostras não pré-fissuradas comportaram-se de forma mais frágil do que as pré-fissuradas correspondentes, uma vez que a resistência ao cisalhamento após a resistência última diminuiu mais rapidamente à medida que o deslizamento aumentava. No entanto, como a resistência máxima dos não pré-fissurados era maior que a dos pré-fissurados correspondentes, as resistências residuais de ambos os tipos de corpos de prova eram aproximadamente as mesmas para deslizamentos de 1,27 mm ou mais.

A Tabela 2.2 apresenta os resultados e detalhes experimentais do estudo.

Os autores propuseram duas expressões para o concreto leve pré-fissurado.

Para concreto com todos os agregados leves:

$$\tau = 1,4 + 0,8\rho_v f_y \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,2f_c \\ 5,5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (2.5)$$

Para concretos com apenas o agregado graúdo leve:

$$\tau = 1,7 + 0,8\rho_v f_y \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,2f_c \\ 6,89 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (2.6)$$

Tabela 2.2 - Programa experimental e resultados de Mattock *et al.* (1976)

Corpo de Prova	f_c (MPa)	$\rho_v f_{yd}$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\rho_v f_{yd}/f_c$	τ_u/f_c	$\tau_u/\sqrt{f_c}$
B1	25,79	1,50	3,10	0,06	0,12	0,61
B2	23,17	3,09	4,50	0,13	0,19	0,93
B3	26,96	4,63	5,79	0,17	0,21	1,12
B4	28,27	5,96	6,48	0,21	0,23	1,22

Continuação da Tabela 2.2

B5	27,14	7,66	6,90	0,28	0,25	1,32
B6	29,30	9,43	7,96	0,32	0,27	1,47
C1	16,07	1,50	2,51	0,09	0,16	0,63
C2	16,07	3,25	3,54	0,20	0,22	0,88
C3	13,79	4,63	3,63	0,34	0,26	0,98
C4	14,13	6,35	3,86	0,45	0,27	1,03
C5	16,07	8,13	4,41	0,51	0,27	1,10
C6	16,07	9,03	5,10	0,56	0,32	1,27
D1	41,34	1,57	2,55	0,04	0,06	0,40
D2	41,34	3,17	4,61	0,08	0,11	0,72
D3	39,37	4,76	5,32	0,12	0,14	0,85
D4	39,37	6,34	7,05	0,16	0,18	1,12
D5	38,61	7,94	7,46	0,21	0,19	1,20
D6	38,61	9,43	8,41	0,24	0,22	1,35
F1	28,61	1,61	3,10	0,06	0,11	0,58
F2	27,79	3,17	3,65	0,11	0,13	0,69
F2A	27,37	3,09	4,27	0,11	0,16	0,82
F3	28,03	4,76	5,06	0,17	0,18	0,96
F3A	27,37	4,67	4,84	0,17	0,18	0,93
F4	27,86	6,18	6,00	0,22	0,22	1,14
F5	28,37	7,86	6,34	0,28	0,22	1,19
F6	27,92	9,68	6,77	0,35	0,24	1,28
H1	28,58	1,51	2,76	0,05	0,10	0,52
H2	26,75	3,14	4,27	0,12	0,16	0,83
H3	28,27	4,72	5,97	0,17	0,21	1,12
H4	30,48	6,29	6,48	0,21	0,21	1,17
H5	27,24	7,66	6,83	0,28	0,25	1,31
H6	28,13	9,07	7,18	0,32	0,26	1,35
N1	28,82	1,54	3,17	0,05	0,11	0,59
N2	26,89	3,20	5,38	0,12	0,20	1,04
N3	27,55	4,76	6,62	0,17	0,24	1,26
N4	28,61	6,18	7,93	0,22	0,28	1,48
N5	27,13	7,72	8,10	0,28	0,30	1,56
N6	28,41	7,72	8,21	0,27	0,29	1,54
A0	29,17	0,00	3,45	0,00	0,12	0,64
A1	25,79	1,45	5,23	0,06	0,20	1,03
A2	28,24	3,32	6,30	0,12	0,22	1,19
A3	26,96	4,84	7,03	0,18	0,26	1,35
A4	28,27	6,18	7,58	0,22	0,27	1,43
A5	27,30	7,72	8,21	0,28	0,30	1,57
A6	29,30	9,43	9,27	0,32	0,32	1,71
E0	27,30	0,00	3,86	0,00	0,14	0,74
E1	28,61	1,59	5,38	0,06	0,19	1,01
E2	27,79	3,17	6,01	0,11	0,22	1,14
E3	28,03	4,76	6,62	0,17	0,24	1,25
E4	27,86	6,45	7,93	0,23	0,28	1,50
E5	28,37	7,66	8,27	0,27	0,29	1,55

Continuação da Tabela 2.2

E6	27,92	9,52	8,62	0,34	0,31	1,63
G0	27,79	0,00	3,65	0,00	0,13	0,69
G1	28,58	1,59	5,65	0,06	0,20	1,06
G2	26,75	3,06	5,83	0,11	0,22	1,13
G3	28,27	4,72	7,31	0,17	0,26	1,37
G4	30,48	6,45	7,93	0,21	0,26	1,44
G5	27,61	7,86	7,86	0,28	0,28	1,50
G6	27,61	9,43	8,21	0,34	0,30	1,56
M0	27,13	0,00	4,07	0,00	0,15	0,78
M1	28,82	1,54	5,24	0,05	0,18	0,98
M2	26,89	3,20	6,76	0,12	0,25	1,30
M3	27,55	4,76	7,65	0,17	0,28	1,46
M4	28,61	6,18	7,86	0,22	0,27	1,47
M5	27,13	8,00	8,83	0,29	0,33	1,69
M6	28,41	9,60	9,10	0,34	0,32	1,71

A Figura 2.7 apresenta as curvas de resistências últimas normalizadas pela resistência à compressão do concreto vs tensões de confinamento da armadura transversal normalizadas pela resistência à compressão do concreto.

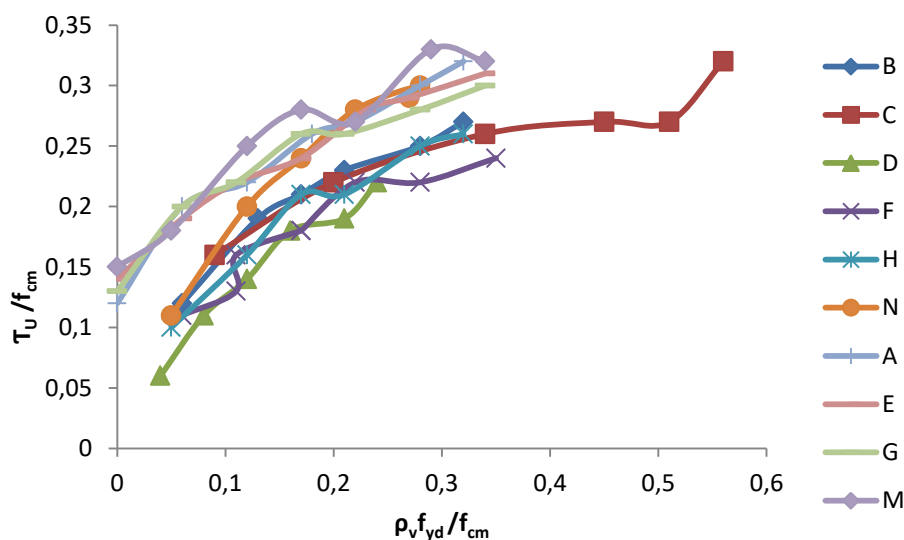


Figura 2.7 - Curva de resistências últimas normalizada por f_{cm} para Mattock *et al.* (1976)

2.6.2 Raths (1977)

Em 1977, Raths propôs pela primeira vez uma expressão que era muito semelhante à Equação (2.1), porém considerava a influência da densidade do concreto. Sendo assim, essa expressão poderia ser utilizada por concretos normais e leves.

A expressão proposta para concretos monolíticos foi a seguinte:

$$\tau_u = C_s \cdot 3,11 \cdot \sqrt{\rho_v \cdot f_y} \quad (\text{MPa}) \quad (2.7)$$

Para concretos com interface lisa, com o coeficiente de atrito igual a 0,6, a expressão proposta foi a seguinte:

$$\tau_u = C_s \cdot 2,03 \cdot \sqrt{\rho_v \cdot f_y} \quad (\text{MPa}) \quad (2.8)$$

onde:

τ_u : resistência longitudinal última de cisalhamento na interface;

f_c : resistência à compressão do concreto;

$\rho_v \cdot f_y$: tensão de confinamento;

C_s : constante relacionada à densidade do concreto.

Foram propostos os seguintes valores para a constante C_s :

- $C_s = 1,00$ para 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.

2.6.3 Mattock(2001)

O autor propôs que a coesão deveria ser considerada juntamente com o atrito para melhor avaliar a capacidade de cisalhamento das juntas de concreto com armadura transversal ao plano de cisalhamento e apresentou expressões aplicáveis para concretos de variadas resistências, desde os normais aos de alta resistência.

Dentre as expressões propostas, ressaltam-se as duas a seguir:

1. Quando a tensão de confinamento normal à interface é maior ou igual a $K_1/1,45$, ou quando a resistência última de cisalhamento longitudinal é maior ou igual a $1,55K_1$, a resistência longitudinal última de cisalhamento é dada por :

$$\tau_u = k_1 + 0,8(\rho_v \cdot f_y + \sigma_n) \quad (2.9)$$

2. Quando a tensão de confinamento normal à interface é inferior a $K_1/1,45$ ou quando a resistência longitudinal última de cisalhamento é inferior a $1,55K_1$, a resistência longitudinal última de cisalhamento é dada por:

$$\tau_u = 2,25(\rho_v \cdot f_y + \sigma_n) \quad (2.10)$$

Para ambas as expressões K_1 é um coeficiente dependente da densidade do concreto.

A resistência última ao cisalhamento não deve ser maior que $K_2 f_c$ ou maior que K_3 .

Os coeficientes assumem os seguintes valores em MPa:

- Para concretos monolíticos com agregado de peso normal: $K_1=0,1f_c \leq 5,5$; $K_2=0,3$; $K_3= 16,5$;
- Para concretos com agregado graúdo leve: $K_1=1,72$; $K_2=0,2$; $K_3= 8,27$;
- Para concreto todo leve: $K_1=1,38$; $K_2=0,2$; $K_3= 8,27$.

2.6.4 Kahn e Mitchell (2002)

Os autores fizeram um estudo com corpos de prova do tipo *push-off* com o intuito de avaliar a aplicabilidade da teoria atrito-cisalhamento para concretos de alta resistência.

Um total de 50 corpos de prova foram produzidos e ensaiados, as resistências dos concretos utilizados estiveram na faixa de 46,88 MPa a 123,42 MPa e a taxa de armadura transversal variou na faixa de 0,37% a 1,47%.

Kahn e Mitchell (2002), após considerarem que as disposições do ACI (1999) para estes casos eram muito conservadoras, concluíram que o valor máximo para a resistência ao 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 para a resistência residual dos corpos de prova com junta fria e dos não fissurados.

A Figura 2.8 apresenta as curvas de resistências últimas normalizadas pela resistência à compressão do concreto vs tensões de confinamento da armadura transversal normalizadas pela resistência à compressão do concreto.

A Tabela 2.3 apresenta os resultados e detalhes experimentais do estudo.

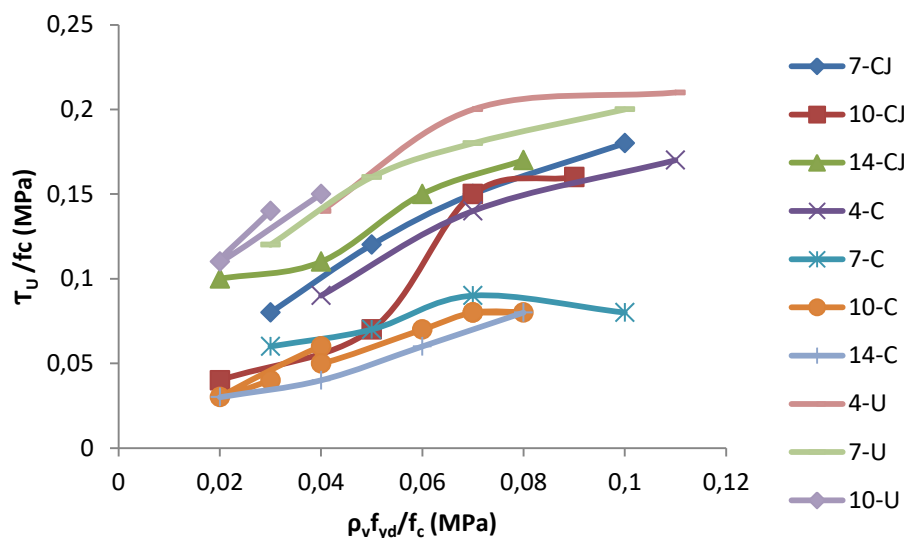


Figura 2.8 - Curva de resistências últimas normalizada por f_c para Kahn e Mitchell (2002)

Tabela 2.3 - Resultados dos Ensaios de Kahn e Mitchell (2002).

Corpos de Prova	f_c (MPa)	$\rho_v f_{yd}$ (MPa)	τ_u (MPa)	τ_u / f_c	$\rho_v f_{yd} / f_c$	$\tau_u / \sqrt{f_c}$
SF-7-1-CJ	80,91	2,10	6,21	0,08	0,03	0,69
SF-7-2-CJ	80,91	4,20	9,43	0,12	0,05	1,05
SF-7-3-CJ	85,99	6,30	12,67	0,15	0,07	1,37
SF-7-4-CJ	85,99	8,39	15,24	0,18	0,10	1,64
SF-10-1-CJ	98,78	2,10	3,65	0,04	0,02	0,37
SF-10-2-CJ	83,11	4,20	5,67	0,07	0,05	0,62
SF-10-3-CJ	89,31	6,30	13,09	0,15	0,07	1,39
SF-10-4-CJ	89,31	8,39	14,49	0,16	0,09	1,53
SF-14-1-CJ	101,74	2,10	10,45	0,10	0,02	1,04
SF-14-2-CJ	101,74	4,20	11,40	0,11	0,04	1,13
SF-14-3-CJ	104,93	6,30	15,48	0,15	0,06	1,51
SF-14-4-CJ	104,93	8,39	17,60	0,17	0,08	1,72
SF-4-1-C	46,92	1,76	4,02	0,09	0,04	0,59
SF-4-2-C	46,92	3,52	6,40	0,14	0,07	0,93
SF-4-3-C	46,92	5,27	8,18	0,17	0,11	1,19
SF-7-1-C	80,91	2,10	4,79	0,06	0,03	0,53
SF-7-2-C	85,57	4,20	5,94	0,07	0,05	0,64
SF-7-3-C	90,35	6,30	8,22	0,09	0,07	0,86
SF-7-4-C	85,99	8,39	7,21	0,08	0,10	0,78
SF-10-1-C-a	83,11	2,10	2,96	0,04	0,03	0,33
SF-10-1-C-b	98,78	2,10	3,45	0,03	0,02	0,35
SF-10-2-C-a	101,19	4,20	5,83	0,06	0,04	0,58
SF-10-2-C-b	102,07	4,20	5,53	0,05	0,04	0,55
SF-10-3-C-a	111,49	6,30	7,43	0,07	0,06	0,70
SF-10-3-C-b	96,01	6,30	7,28	0,08	0,07	0,74

Continuação da Tabela 2.3

SF-10-4-C-a	106,65	8,39	8,52	0,08	0,08	0,83
SF-10-4-C-b	113,60	8,39	8,76	0,08	0,07	0,82
SF-14-1-C	110,42	2,10	2,86	0,03	0,02	0,27
SF-14-2-C	106,84	4,20	4,62	0,04	0,04	0,45
SF-14-3-C	106,13	6,30	6,38	0,06	0,06	0,62
SF-14-4-C	110,20	8,39	8,42	0,08	0,08	0,80
SF-4-1-U	46,92	1,76	6,65	0,14	0,04	0,97
SF-4-2-U	46,92	3,52	9,20	0,20	0,07	1,34
SF-4-3-U	46,92	5,27	9,87	0,21	0,11	1,44
SF-7-1-U	80,91	2,10	10,06	0,12	0,03	1,12
SF-7-2-U	85,57	4,20	13,58	0,16	0,05	1,47
SF-7-3-U	90,35	6,30	15,91	0,18	0,07	1,67
SF-7-4-U	85,99	8,39	17,13	0,20	0,10	1,85
SF-10-1-U-a	83,11	2,10	11,50	0,14	0,03	1,26
SF-10-1-U-b	98,78	2,10	10,56	0,11	0,02	1,06
SF-10-2-U-a	101,82	4,20	15,02	0,15	0,04	1,49

CJ- Junta Fria
C- Pré-fissurado

2.6.5 Mansur *et al.* (2008)

O autor realizou um estudo teórico-experimental utilizando 19 corpos de prova pré-fissurados e um dos principais parâmetros a ser investigado foi a resistência à compressão do concreto. Na Tabela 2.4 estão apresentados os detalhes e principais resultados deste estudo.

Quanto à resistência à compressão do concreto observou-se que, mantendo a taxa de armadura constante, um aumento nesta resistência torna o ramo inicial a curva de tensão vs deslocamento mais inclinado, mostrando ser mais rígido o comportamento, estendendo a resposta linear inicial a um nível de carga maior e gerando um aumento da resistência máxima ao cisalhamento e do deslocamento correspondente. Com exceção dos corpos de prova com pouca armadura que romperam mais rapidamente. Outra consideração foi que a resistência ao cisalhamento aumenta de forma mais significativa quando se aumenta a taxa de armadura em resistências do concreto mais elevadas.

Com os resultados experimentais obtidos, os pesquisadores fizeram uma avaliação e propuseram equações gerais, com base em estudos anteriores, para a resistência à transferência de cisalhamento para uma ampla gama de

resistência do concreto, considerando a tensão de confinamento normalizada ($\rho_v f_{yd}/f_c$).

Tabela 2.4 - Detalhes e principais resultados experimentais de Mansur (2008)

Séries	Grupo	$\rho_v f_{yd}$ (MPa)	f_c (MPa)	τ_u (MPa)	$\rho_v f_{yd}/f_c$	τ_u/f_c	$\tau_u/\sqrt{f_c}$
A	N	4,71	40,2	8,18	0,12	0,20	1,29
		7,07		10,17	0,23	0,25	1,60
		9,42		12,92	0,35	0,32	2,04
	M	4,71	69	7,5	0,07	0,11	0,90
		7,07		11,5	0,10	0,17	1,38
		9,42		14,03	0,14	0,20	1,69
	H	4,71	87	7,78	0,05	0,09	0,83
		7,07		12,36	0,08	0,14	1,33
		9,42		14,17	0,11	0,16	1,52
B	1	2,67	73,2	6,73	0,04	0,09	0,79
	2	1,34	84,9	5,17	0,02	0,06	0,56
		2,67		7,32	0,03	0,09	0,79
		3,36		8,21	0,04	0,10	0,89
		4,02		9,17	0,05	0,11	1,00
	3	2,67	95,2	7,97	0,03	0,08	0,82
	4	1,34	106,4	6,01	0,01	0,06	0,58
		2,67		8,43	0,03	0,08	0,82
		3,36		9,24	0,03	0,09	0,90
		4,02		9,96	0,04	0,09	0,97

Primeiro foi sugerida uma curva simples:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,566 \left(\frac{\rho_v f_{yd}}{f_c} \right)^{0,5} \quad (2.11)$$

Depois foi sugerida uma aproximação tri-linear. Para o trecho inicial, obtida por ajuste de curva linear através dos dados para $\rho_v f_{yd}/f_c < 0,075$, foi proposta a seguinte expressão:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 2,5 \left(\frac{\rho_v f_{yd}}{f_c} \right) \quad (2.12)$$

Para o trecho médio, tem-se a seguinte expressão:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = \frac{0,56}{(f_c)^{0,385}} + 0,55 \left(\frac{\rho_v f_{yd}}{f_c} \right) \quad (2.13)$$

O trecho final é uma linha que representa o limite da resistência à transferência de cisalhamento e é dado por:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,3 \quad (2.14)$$

Para obter o valor da resistência devem ser utilizadas as três equações e considerar como valor da resistência o menor dos valores obtidos.

A Figura 2.9 apresenta as curvas de tensão última normalizada pela resistência à compressão do concreto vs tensão de confinamento transversal da armadura normalizada pela resistência à compressão do concreto.

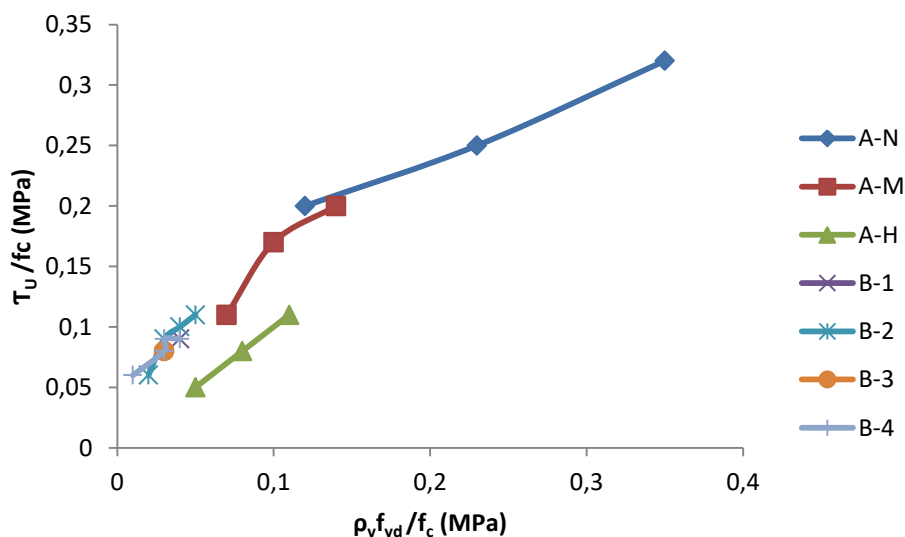


Figura 2.9 – Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Mansur *et al.* (2008)

2.6.6 Emiko *et al.* (2011)

Nessa pesquisa, foram ensaiados corpos de prova pré-fissurados com o objetivo de estudar a transferência de cisalhamento no concreto. Dentre esses corpos de prova, alguns foram produzidos com argila expandida como agregado leve.

Foram analisados os efeitos da resistência do concreto e da armadura de cisalhamento no comportamento da transferência de cisalhamento.

Cada espécie foi nomeada com L (derivado de *lightweight concrete*) seguido da classe do concreto. O número após o hífen é referente ao número de estribos na armadura transversal que foi variado de 2 a 6 barras.

Os detalhes e resultados do programa experimental deste estudo estão dispostos na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Resultados do programa experimental (Emiko *et al.*, 2011)

Corpo de prova	$\rho_v f_{yd}$ (MPa)	f_c (MPa)	τ_u (MPa)	$\rho_v f_{yd}/f_c$	τ_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

Continuação da Tabela 2.5

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

FC - Concreto de densidade reduzida

LWAFC – Concreto de densidade reduzida com agregado leve

Os corpos de prova foram pré-fissurados e posteriormente submetidos ao ensaio de cisalhamento direto. Após os procedimentos de ensaios foi feita a análise dos resultados.

Foi observado que para uma mesma taxa de armadura transversal, o aumento da resistência à compressão do concreto leva a um aumento da resistência máxima e deformação correspondente. Os ensaios mostraram ainda que para o concreto leve, aumentando a resistência do concreto de 37,2 para 57 MPa em corpos de prova com uma mesma taxa de armadura tiveram um aumento de 62% na resistência máxima.

Com os resultados experimentais, os autores propuseram equações com o intuito de determinar a resistência à transferência de cisalhamento em concretos com agregado leve. Partindo da equação proposta por Mau e Hsu (1988), os autores propuseram a equação de uma curva simples:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,44 \cdot \frac{(\rho_v \cdot f_y)^{0,5}}{f_c} \quad (2.15)$$

Depois de analisados os dados dos ensaios com a curva simples proposta, foi verificado que esta não era satisfatória para uma baixa tensão de confinamento normalizada. Foi verificado que uma aproximação linear levaria a

melhores resultados e uma linha horizontal surgiu para determinar o limite da resistência para uma alta tensão de confinamento normalizada.

A partir dos dados obtidos para valores de $\rho_v \cdot f_y < 0,075$ MPa, foi proposta uma equação para o ramo inicial:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 1,34 \cdot \frac{(\rho_v \cdot f_y)}{f_c} \quad (2.16)$$

O ramo médio e final são determinados pelas Equações 2.17 e 2.18 respectivamente:

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,33 \cdot \frac{(\rho_v \cdot f_y)}{f_c} + \frac{0,37}{f_c^{0,3}} \quad (2.17)$$

$$\frac{\tau_u}{f_c} = 0,28 \quad (2.18)$$

A Figura 2.10 apresenta as curvas de tensão última normalizada pela resistência à compressão do concreto vs tensão de confinamento transversal da armadura normalizada pela resistência à compressão do concreto.

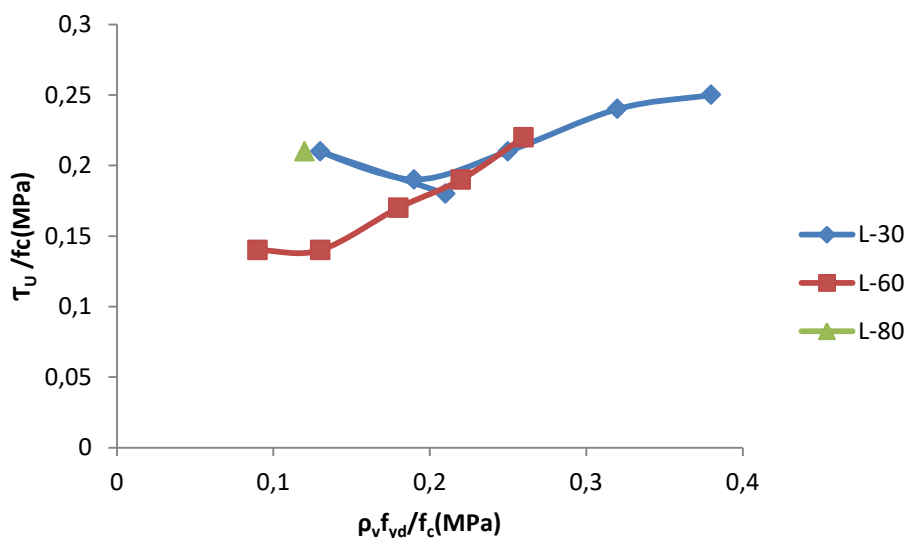


Figura 2.10 – Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Emiko *et al.* (2011)

2.6.7 Harries *et al.* (2012)

Para esse estudo foram produzidos corpos de prova com juntas frias e variação da taxa de armadura de confinamento. As duas partes de concreto

foram moldadas com 14 dias de diferença entre elas, apresentando uma diferença em suas resistências à compressão no dia do ensaio.

Os corpos de prova estão indicados com os números “615” ou “1035” que indicam o tipo de armadura utilizada (ASTM A615 / A615M-06 e A1035 / A1035M-07, respectivamente); os números “3” ou “4” indicam o tamanho da armadura da interface (No. 3 ou 4 [9,5 ou 12,7 mm], respectivamente); e as letras “A” e “B” são usadas para identificar as amostras duplicadas.

O concreto usado foi uma mistura convencional de 4000 psi (28 MPa) e a resistência do concreto em ambos os lados da interface foi de 4220 e 6020 psi (29,1 e 41,5 MPa); sendo utilizado o valor mais baixo para os posteriores cálculos da capacidade de cisalhamento.

Tabela 2.6– Resultados do programa experimental de Harries *et al.* (2012)

Corpo de prova	f_c	T_u	$\rho_v f_{yd}$	$\rho_v f_{yd} / f_c$	T_u / f_c	$T_u / \sqrt{f_c}$
615-3-A	Moldagem 1: 49,84 MPa Moldagem 2: 40,6 MPa	4,83	1,70	0,042	118,88	757,48
615-3-B		4,07	1,66	0,041	100,20	638,44
615-4-A		4,76	3,02	0,074	117,18	746,66
615-4-B		5,45	3,06	0,075	134,16	854,87
1035-3-A		3,93	1,74	0,043	96,80	616,80
1035-3-B		4,48	1,70	0,042	110,39	703,37
1035-4-A		5,79	3,06	0,075	142,65	908,97
1035-4-B		4,90	3,10	0,076	120,58	768,30

Diferente do esperado, a capacidade final de cisalhamento não foi afetada pela taxa de armadura. Porém, foram utilizados dois tipos diferentes de aço e o comportamento após atingida a resistência máxima foi diferente nos corpos de prova.

Aqueles construídos com barras ASTM A615 tiveram um rápido declínio após atingida a resistência ao cisalhamento última, já aqueles com barras ASTM A1035 sustentaram por mais tempo a resistência ao cisalhamento última. Os autores sugeriram que esta diferença de comportamento pode ter ocorrido devido às diferentes características das ligações das barras.

Os autores concluíram que as equações de projeto existentes na época eram muito simplificadoras e não refletiam o comportamento do material. Foi observado que diferente do que ocorreu durante o estudo experimental

realizado por eles, as equações das normas estimavam que o pico de resistência ao cisalhamento ocorreriam simultaneamente pelo concreto e aço.

Os autores então propuseram uma forma modificada da equação de atrito-cisalhamento que se encontra na Equação 2.19 a seguir.

$$\frac{T_u}{f_c} = \alpha + \frac{0,002E_s}{f_c} \leq 0,2 \quad (2.19)$$

O primeiro termo será desconsiderado para o caso de interface monolítica pré-fissurada pois o valor de α para essa condição é igual a zero. O segundo termo corresponde à força de atrito desenvolvida pela armadura após a ruptura. V_u é o valor nominal da resistência ao cisalhamento da interface; f_c é a resistência à compressão do concreto; A_v é a área de cisalhamento do concreto; e E_s é o módulo de elasticidade da armadura de confinamento.

A Figura 2.11 apresenta as curvas de tensão última normalizada pela resistência à compressão do concreto vs tensão de confinamento transversal da armadura normalizada pela resistência à compressão do concreto.

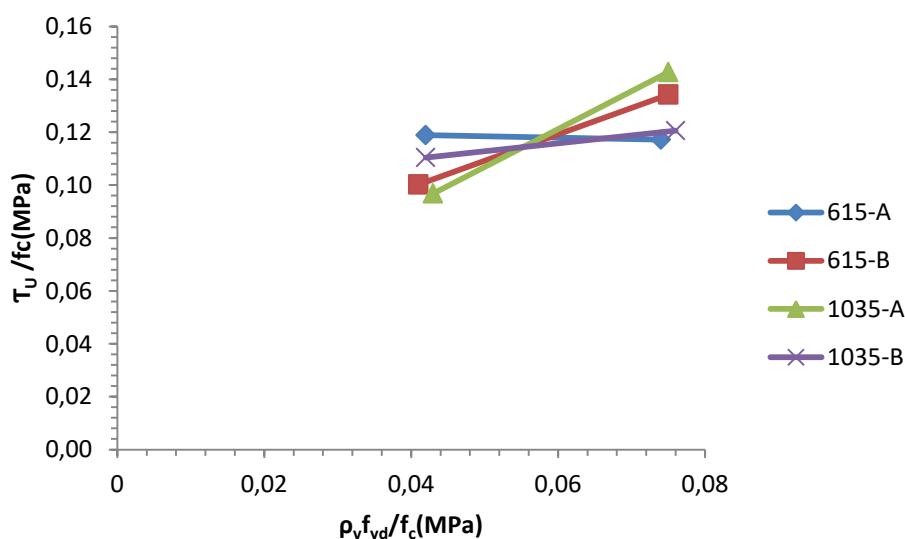


Figura 2.11 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Harries, *et al.* (2012)

2.6.8 Shaw (2013)

O estudo foi realizado com 36 corpos de prova tipo *push-off* para avaliar a transferência de cisalhamento direto através de uma interface de concretos moldados em diferentes momentos.

As variáveis de ensaio incluíram o peso unitário do concreto, a resistência à compressão do concreto e a preparação da superfície da interface

de cisalhamento. Foram utilizados três pesos unitários de concreto em conjunto com duas resistências à compressão do concreto e duas preparações de superfície. Todos os corpos de prova tinham uma junta fria ao longo do plano de cisalhamento da amostra.

Nesta pesquisa foram produzidos e avaliados concretos de peso normal, de agregado graúdo leve e todo leve.

Concluiu-se que as amostras com a mesma condição de interface e resistência à compressão do concreto tinham quase a mesma resistência ao cisalhamento, independentemente do peso unitário do concreto. Logo, para as amostras deste estudo, o peso unitário teve pouco efeito na capacidade de cisalhamento final.

Quanto a diferença entre as resistências à compressão dos concretos, foi concluído que para um dado tipo de concreto e condição de interface, os corpos de prova com maior resistência à compressão do concreto tiveram maior resistência ao cisalhamento.

A Tabela 2.7 apresenta os principais resultados para Shaw (2013) de acordo com a seguinte nomenclatura:

D-S-I-N

D: N para concreto normal; S para concreto com agregado graúdo leve e A para concreto todo leve.

S: 5 para 5000 psi (34,47 MPa) e 8 para 8000 psi (55,16 MPa).

I: R para superfície rugosa e S para superfície lisa.

N: Número do Cp na série.

A Figura 2.12 apresenta as curvas de tensão última normalizada pela resistência à compressão do concreto vs tensão de confinamento transversal da armadura normalizada pela resistência à compressão do concreto.

Tabela 2.7 - Principais Resultados de Shaw (2013)

Corpo de prova	f_c (MPa)	τ_u (MPa)	$\rho_v f_{yd}$	τ_u / f_c	$\tau_u / \sqrt{f_c}$
N-5-R-4	33,51	8,20	6,07	0,24	1,42
N-5-R-5	33,51	7,45		0,22	1,29
N-5-R-6	33,51	7,45		0,22	1,29
N-5-S-4	33,51	4,55		0,14	0,79

Continuação da Tabela 2.7

N-5-S-5	33,51	4,83	6,07	0,14	0,83
N-5-S-6	33,51	5,24		0,16	0,91
S-5-R-1	31,37	7,17		0,23	1,28
S-5-R-2	31,37	7,03		0,22	1,26
S-5-R-3	31,37	8,89		0,28	1,59
S-5-S-1	31,37	5,38		0,17	0,96
S-5-S-2	31,37	4,76		0,15	0,85
S-5-S-3	31,37	5,52		0,18	0,99
A-5-R-1	41,92	6,76		0,16	1,04
A-5-R-2	41,92	7,38		0,18	1,14
A-5-R-3	41,92	7,17		0,17	1,11
A-5-S-1	41,92	5,79		0,14	0,89
A-5-S-2	41,92	5,58		0,13	0,86
A-5-S-3	41,92	5,45		0,13	0,84
N-8-R-1	52,06	10,34		0,20	1,43
N-8-R-2	52,06	7,79		0,15	1,08
N-8-R-3	52,06	8,96		0,17	1,24
N-8-S-1	52,06	9,10		0,17	1,26
N-8-S-2	52,06	7,45		0,14	1,03
N-8-S-3	52,06	7,72		0,15	1,07
S-8-R-1	49,71	10,07		0,20	1,43
S-8-R-2	49,71	9,38		0,19	1,33
S-8-R-3	49,71	9,31		0,19	1,32
S-8-S-1	49,71	9,31		0,19	1,32
S-8-S-2	49,71	8,07		0,16	1,14
S-8-S-3	49,71	8,20		0,16	1,16
A-8-R-1	54,09	8,62		0,16	1,17
A-8-R-2	54,09	8,89		0,16	1,21
A-8-R-3	54,09	8,96		0,17	1,22
A-8-S-1	54,09	6,41		0,12	0,87
A-8-S-2	54,09	6,69		0,12	0,91
A-8-S-3	54,09	7,24		0,13	0,98

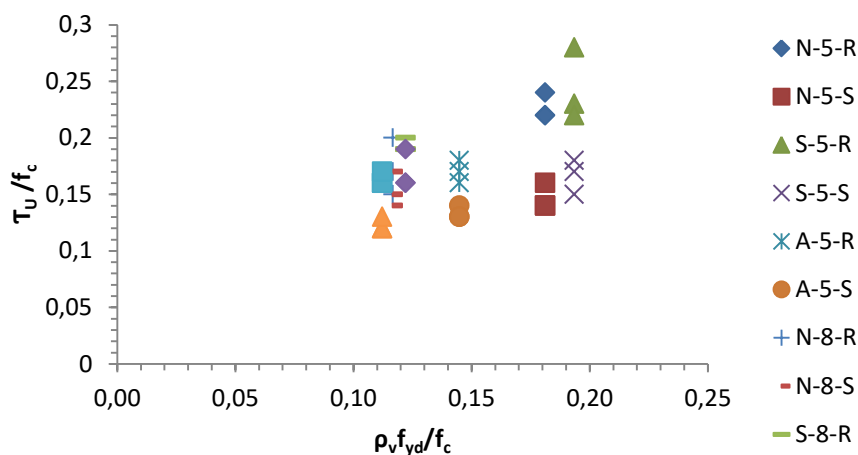


Figura 2.12 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Shaw (2013)

2.6.9 Wermager (2015)

Neste estudo foram produzidos 32 corpos de prova com concreto leve e variação das taxas de armadura.

Os concretos leves tiveram como agregado graúdo a argila expandida para uma série e ardósia expandida para outra. E também foi variada as condições da interface como rugosas ou lisas para cada tipo de corpo de prova.

A maior parte das amostras com menores taxas de armadura tinham fissuras claramente definidas ao longo do plano de cisalhamento com pequenas fissuras de flexão horizontais. Embora tenham ocorrido outros tipos de fissura, as amostras romperam predominantemente devido ao cisalhamento ao longo do plano de cisalhamento. Os corpos de prova com maiores taxas de armadura de confinamento apresentaram mais trincas e fissuras de flexão, significativamente mais largas do que as que tinham menores taxas de armadura, mas a maioria rompeu por cisalhamento.

Foi observado que para as amostras com interface lisa, o tipo de agregado não interferiu na resistência ao cisalhamento e que aumentos na resistência ao cisalhamento têm uma correlação direta com a resistência à compressão e resistência à tração do concreto.

Para interfaces rugosas, a resistência ao cisalhamento não tem uma correlação direta com a resistência à compressão e resistência à tração. Uma possível razão para isso é que o aumento da rugosidade da interface criou um

nível mais alto de atrito que superou a influência da resistência à compressão e resistência à tração do concreto.

Também foi observado que há uma correlação entre a resistência ao cisalhamento e a taxa de armadura dos corpos de prova, havendo um aumento da resistência conforme aumenta a taxa de armadura. Foi observado que a resistência ao cisalhamento depende mais da quantidade de armadura de cisalhamento do que do tipo agregado à medida que aumenta a taxa de armadura.

Os corpos de prova foram classificados de acordo com a seguinte nomenclatura:

C-A-P-I-R-N

onde,

C - S: concreto leve;

A - CL: argila; SL: ardósia;

P - CJ: junta fria;

I - S: liso; R: rugoso;

R - taxa de armadura;

N - número de amostras na série.

Tabela 2.8 - Resultados de Wermager (2015)

Corpo de prova	f_c (MPa)	τ_v (MPa)	τ_v / f_c	$\tau_v / \sqrt{f_c}$	$\rho_v f_{yd}$	$\rho_v f_{yd} / f_c$
S-CL-CJ-R-9-1	32,89	5,16	0,16	0,90	4,39	0,13
S-CL-CJ-R-9-2		5,98	0,18	1,04	4,39	0,13
S-CL-CJ-S-9-1		4,45	0,14	0,78	4,39	0,13
S-CL-CJ-S-9-2		5,29	0,16	0,92	4,39	0,13
S-CL-CJ-R-13-1	31,99	7,07	0,22	1,25	6,34	0,20
S-CL-CJ-R-13-2		6,53	0,20	1,15	6,34	0,20
S-CL-CJ-S-13-1		5,71	0,18	1,01	6,34	0,20
S-CL-CJ-S-13-2		5,64	0,18	1,00	6,34	0,20
S-CL-CJ-R-17-1	31,37	7,14	0,23	1,27	8,29	0,26
S-CL-CJ-R-17-2		7,89	0,25	1,41	8,29	0,26
S-CL-CJ-S-17-1		6,01	0,19	1,07	8,29	0,26
S-CL-CJ-S-17-2		6,81	0,22	1,22	8,29	0,26

Continuação da Tabela 2.8

S-CL-CJ-R-22-1	33,03	7,90	0,24	1,37	10,72	0,32
S-CL-CJ-R-22-2		7,41	0,22	1,29	10,72	0,32
S-CL-CJ-S-22-1		7,30	0,22	1,27	10,72	0,32
S-CL-CJ-S-22-2		7,32	0,22	1,27	10,72	0,32
S-SL-CJ-R-9-1	37,09	6,87	0,19	1,13	4,39	0,12
S-SL-CJ-R-9-2		7,03	0,19	1,15	4,39	0,12
S-SL-CJ-S-9-1		3,75	0,10	0,62	4,39	0,12
S-SL-CJ-S-9-2		4,53	0,12	0,74	4,39	0,12
S-SL-CJ-R-13-1	38,40	8,80	0,23	1,42	6,34	0,17
S-SL-CJ-R-13-2		8,27	0,22	1,33	6,34	0,17
S-SL-CJ-S-13-1		5,50	0,14	0,89	6,34	0,17
S-SL-CJ-S-13-2		6,79	0,18	1,10	6,34	0,17
S-SL-CJ-R-17-1	34,13	8,69	0,25	1,49	8,29	0,24
S-SL-CJ-R-17-2		9,07	0,27	1,55	8,29	0,24
S-SL-CJ-S-17-1		6,63	0,19	1,13	8,29	0,24
S-SL-CJ-S-17-2		6,56	0,19	1,12	8,29	0,24
S-SL-CJ-R-22-1	34,47	8,98	0,26	1,53	10,72	0,31
S-SL-CJ-R-22-2		8,02	0,23	1,37	10,72	0,31
S-SL-CJ-S-22-1		6,94	0,20	1,18	10,72	0,31
S-SL-CJ-S-22-2		7,87	0,23	1,34	10,72	0,31

A Figura 2.13 apresenta as curvas de tensão última normalizada pela resistência à compressão do concreto vs tensão de confinamento transversal da armadura normalizada pela resistência à compressão do concreto.

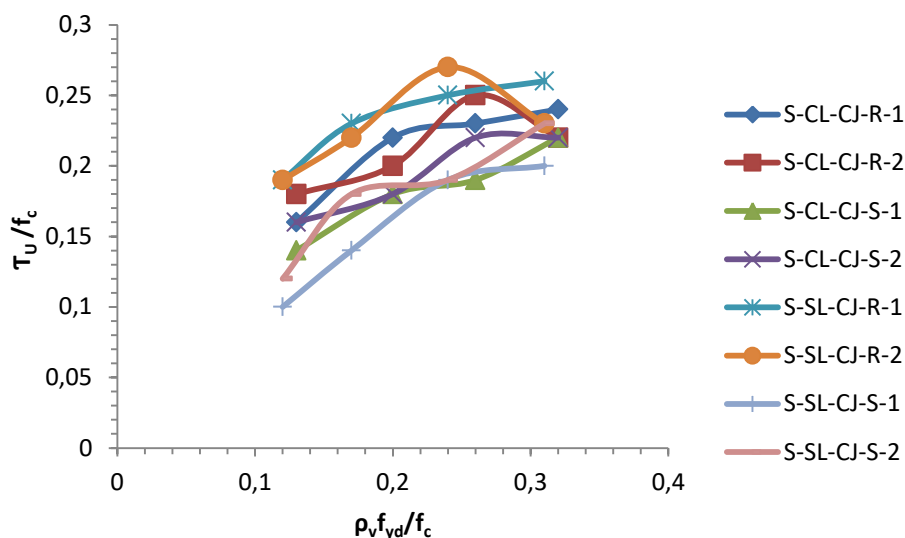


Figura 2.13 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Wermager (2015)

2.6.10 Krc (2015)

O autor fez um estudo experimental para o qual produziu 28 corpos de prova do tipo *push-off* e dentre as principais variáveis estavam o tipo de concreto (leve ou não) e a existência ou não da pré-fissuração.

Todos os corpos de prova foram produzidos com concreto com resistência à compressão de 34,47 MPa e a taxa de armadura transversal de 0,013.

As fissuras apresentadas no plano de cisalhamento para a resistência última foram maiores nos concretos de peso normal em comparação com os concretos leves. Isso ocorreu devido ao tamanho máximo dos agregados o que se explica pelo modelo dente de serra apresentado anteriormente.

Nos corpos de prova pré-fissurados, o deslizamento apresentado foi maior do que nos não pré-fissurados, para a resistência última. Após ser atingido o valor da resistência máxima ao cisalhamento, a tensão nos corpos de prova não pré-fissurados e de peso normal diminui mais rapidamente com o aumento do deslizamento do que nos pré-fissurados.

Os corpos de prova de interface monolítica de concreto de agregado leve de xisto mostraram uma rigidez inicial muito similar entre si. A máxima resistência ao cisalhamento foi maior para as séries não pré-fissuradas do que aquelas pré-fissuradas.

Os resultados mostraram que para corpos de prova de concreto monolítico, o aumento da resistência ao cisalhamento cresce com o aumento do peso unitário. Isso aconteceu tanto para os corpos de prova não pré-fissurados quanto para os pré-fissurados.

Os corpos de prova foram classificados de acordo com a seguinte nomenclatura:

X-Y-Z-W-1

onde,

X - N: concreto normal; S: concreto com agregado graúdo leve; A: concreto todo leve;

Y - CL: argila expandida; SL: ardósia expandida; SH: xisto expandido;

Z - MO: monolítico; CJ: junta fria;

W – R: rugoso; S: liso; U: não pré-fisurado; P: pré-fissurado;

1 – Número de CPs na série.

Tabela 2.9 - - Resultados de Krc (2015)

Corpos de prova	f_c (MPa)	T_u (MPa)	T_u/f_c	$T_u/\sqrt{f_c}$	$\rho_v f_{yd}$
N-MO-U-1	33,37	8,83	0,26	1,53	0,19
N-MO-U-2		8,67	0,26	1,50	0,19
N-MO-P-1		8,51	0,26	1,47	0,19
N-MO-P-2		7,94	0,24	1,37	0,19
S-SH-MO-U-1	32,89	7,72	0,23	1,35	0,20
S-SH-MO-U-2		7,88	0,24	1,37	0,20
S-SH-MO-P-1		7,05	0,21	1,23	0,20
S-SH-MO-P-2		7,23	0,22	1,26	0,20
A-SH-MO-U-1	32,41	7,25	0,22	1,27	0,20
A-SH-MO-U-2		7,32	0,23	1,29	0,20
A-SH-MO-P-1		6,43	0,20	1,13	0,20
A-SH-MO-P-2		7,34	0,23	1,29	0,20
S-SL-CJ-R-1	38,40	8,80	0,23	1,42	0,17
S-SL-CJ-R-2		8,27	0,22	1,33	0,17
S-SL-CJ-S-1		5,50	0,14	0,89	0,17
S-SL-CJ-S-2		6,79	0,18	1,10	0,17

Continuação da Tabela 2.9

A-SL-CJ-R-1	30,20	6,48	0,21	1,18	0,21
A-SL-CJ-R-2		6,54	0,22	1,19	0,21
A-SL-CJ-S-1		5,27	0,17	0,96	0,21
A-SL-CJ-S-2		5,40	0,18	0,98	0,21
S-CL-CJ-R-1	31,99	7,07	0,22	1,25	0,20
S-CL-CJ-R-2		6,53	0,20	1,15	0,20
S-CL-CJ-S-1		5,71	0,18	1,01	0,20
S-CL-CJ-S-2		5,63	0,18	1,00	0,20
A-CL-CJ-R-1	30,75	5,83	0,19	1,05	0,21
A-CL-CJ-R-2		6,10	0,20	1,10	0,21
A-CL-CJ-S-1		5,15	0,17	0,93	0,21
A-CL-CJ-S-2		5,20	0,17	0,94	0,21

A Figura 2.14 apresenta as curvas de tensão última normalizada pela resistência à compressão do concreto vs tensão de confinamento transversal da armadura normalizada pela resistência à compressão do concreto.

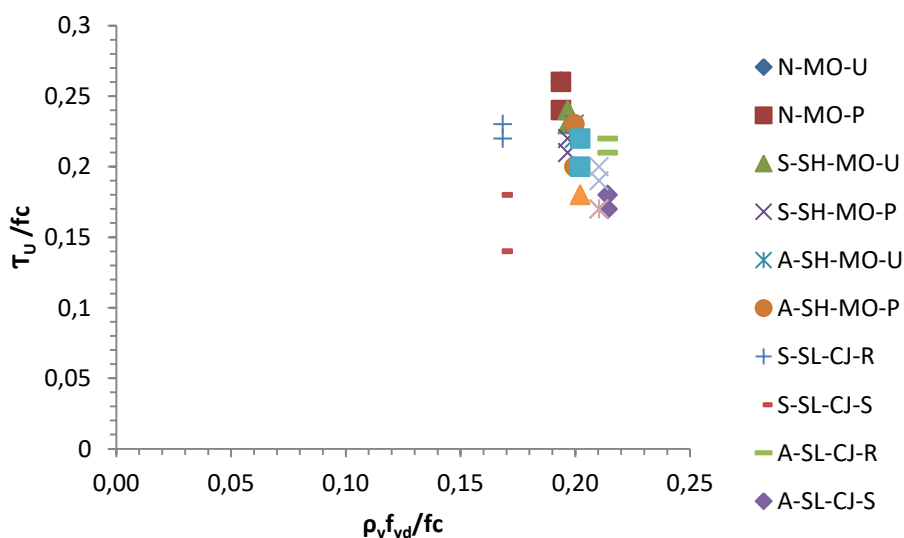


Figura 2.14 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Krc (2015)

2.6.11 Pereira (2016)

Neste estudo foram ensaiados doze corpos de prova variando a taxa de armadura transversal, a resistência do concreto e a densidade do agregado graúdo.

O estudo foi realizado de forma semelhante ao presente estudo, variando na quantidade de corpos de prova estudados, nas dosagens dos concretos e ao fato de, em Pereira (2016), ter sido estudado uma taxa de armadura transversal a mais.

Foram produzidos 4 corpos de prova para cada um dos três tipos de concreto, com quatro taxas de armadura transversal diferentes.

Alguns corpos de prova romperam pela combinação de flexão e cisalhamento. Os corpos de prova em questão foram o L-PO-1-12,71 e N-PO-1-12,71, tal flexão ocorreu nas faces externas e foi atribuída à alta taxa de armadura transversal usada e a valores maiores de cobrimento encontrados nestes corpos de prova após análise.

A Tabela 2.10 apresenta os resultados para os corpos de prova de Pereira (2016) de acordo com a seguinte nomenclatura:

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 2.10 - Resultados de Pereira (2016)

Corpos de prova	f_c (MPa)	T_u (MPa)	T_u / f_c	$T_u / \sqrt{f_c}$	$\rho_v f_y$	$\rho_v f_y / f_c$
L-PO-1-4,79	30,88	4,2	0,14	0,76	4,79	0,16
L-PO-1-7,64		4,3	0,14	0,77	7,64	0,25
L-PO-1-10,20		5,6	0,18	1,01	10,20	0,33
L-PO-1-12,71		5,7	0,18	1,03	12,71	0,41
N-PO-1-4,79	52,22	5,8	0,11	0,80	4,79	0,09
N-PO-1-7,64		8,5	0,16	1,18	7,64	0,15
N-PO-1-10,20		10,1	0,19	1,40	10,20	0,20
N-PO-1-12,71		7,5	0,14	1,04	12,71	0,24
N-PO-2-4,79	50,27	6,4	0,13	0,90	4,79	0,10
N-PO-2-7,64		7,5	0,15	1,06	7,64	0,15
N-PO-2-10,20		7,8	0,16	1,10	10,20	0,20
N-PO-2-12,71		8,9	0,18	1,26	12,71	0,25

As principais conclusões do estudo foram que quanto maior a tensão de confinamento, maior a resistência à transferência de cisalhamento; o concreto leve possui menor resistência ao cisalhamento que o concreto com agregado normal; para uma mesma taxa de armadura à medida que aumenta a resistência do concreto, aumenta a tensão última de cisalhamento; 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 pelo aumento do engrenamento do agregado; durante o ensaio *push-off* surgiram fissuras na direção do plano de cisalhamento, aumentando estas à medida que aumentou o grau de confinamento (efeito de pino), isso levou a concluir que o cobrimento da armadura é uma variável a levar em conta na transferência de cisalhamento, podendo esta para altas taxas de armadura em um só plano levar a ruptura antecipada da capacidade ao cisalhamento.

A Figura 2.15 apresenta as curvas de tensão última normalizada pela resistência à compressão do concreto vs tensão de confinamento transversal da armadura normalizada pela resistência à compressão do concreto.

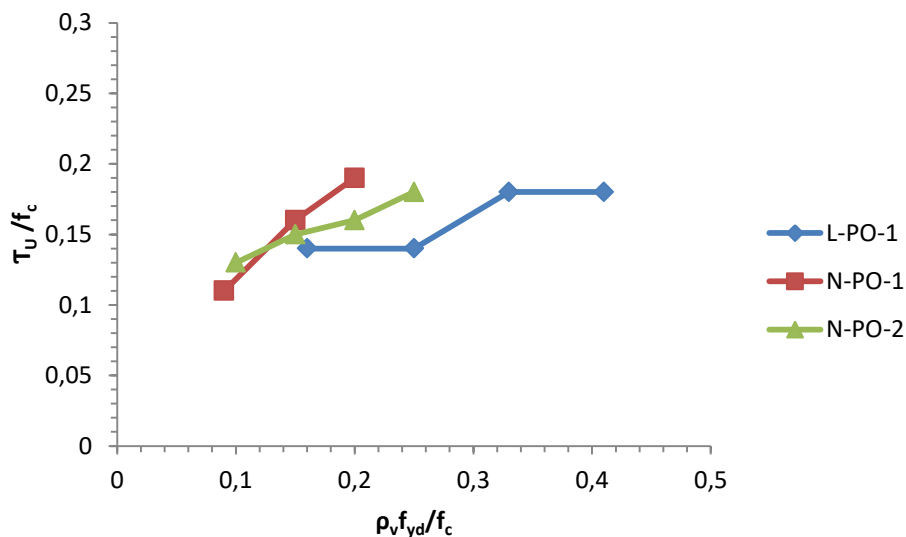


Figura 2.15 - Curvas de resistências últimas normalizadas por f_c para Pereira (2016)

2.7 Considerações finais

As informações apresentadas neste capítulo ajudam a compreender melhor a fundamentação teórica que sustenta a pesquisa experimental desenvolvida e apresentada nos próximos capítulos deste trabalho, bem como a justificativa da elaboração do mesmo para uma melhor compreensão do comportamento e da influência das variáveis a serem estudadas na transferência de cisalhamento.

No capítulo III será apresentado o programa experimental com as variáveis envolvidas a serem estudadas: a resistência à compressão do concreto, o tipo de agregado graúdo, a composição do concreto e a tensão de confinamento.

No capítulo IV serão apresentados e discutidos os resultados obtidos através da execução do programa experimental.

CAPÍTULO III – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Considerações gerais

Neste capítulo, serão apresentados os detalhes do programa experimental desenvolvido para atender aos objetivos desta pesquisa.

Foram produzidos 27 corpos de prova nos quais foram realizados ensaios do tipo *push-off* sob carregamento monotonicamente constante.

As variáveis a analisadas foram:

- o tipo de agregado graúdo;
- a resistência à compressão do concreto;
- a taxa de armadura transversal;

3.1 Materiais

3.1.1 Cimento de alta resistência inicial

Na confecção dos corpos de prova foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI) da empresa Mizu. Foram obtidas principais características químicas e físicas, segundo informações do fabricante e, essas encontram-se nas Tabelas 3.1 e 3.2, respectivamente.

Tabela 3.1 – Composição químicas do cimento CP-V ARI RS

Componentes	Faixa de concentração (%)
Silicato Tricálcico	20 - 70
Silicato Dicálcico	10 - 60
Ferro-Aluminato de Cálcio	5 – 15
Aluminato Tricálcico	1 – 15
Sulfato de Cálcio	2 – 10
Carbonato de Cálcio	2 – 10
Óxido de Magnésio	0 – 8
Óxido de Cálcio	0 – 2
Resíduo Insolúvel (%)	< 1,0
Perda ao fogo (%)	< 4,5

Tabela 3.2 – Propriedades físico-químicas do cimento CP – VARI RS

pH em solução aquosa	11 – 14
Blaine (cm ² /g)	≥ 3000
Massa específica absoluta	2,8 – 3,2 g/cm ³ a 25 °C
Massa específica aparente	0,88 – 0,93 g/cm ³ a 25 °C
Superfície específica	> 380 m ² .kg ⁻¹
Solubilidade em água	até 1,6 g/l a 25 °C
Tempo de início de pega (h/min)	≥ 1
Tempo de fim de pega (h/min)	≤ 1
Resistência à compressão (1 dia)	≥ 14 MPa
Resistência à compressão (3 dias)	≥ 24 MPa
Resistência à compressão (7 dias)	≥ 34 MPa
Expansibilidade à quente (mm)	≤ 5,0
Finura na peneira # 200 (%)	≤ 6,0

3.1.2 Agregado Miúdo

O agregado miúdo utilizado foi areia quartzosa proveniente do Rio Paraíba do Sul, situado no município de Campos dos Goytacazes – RJ.

A Tabela 3.1 foi adaptada de Pereira (2016) e apresenta as principais características do agregado miúdo utilizado por ambas as pesquisas de acordo com a ABNT NBR NM 248(2003) e a ABNT NBR-NM 52 (2009).

Tabela 3.3 - Principais características do agregado miúdo (Pereira, 2016)

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

3.1.3 Agregado Graúdo

Os dois tipos de agregados graúdos utilizados nesta pesquisa foram os mesmos de Pereira (2016).

O concreto leve utilizou como agregado graúdo a argila expandida 1506 com diâmetro médio de 12,5 mm, de formato esférico, da empresa CINEXPAN.

Já o concreto convencional utilizou como agregado graúdo a brita proveniente de britagem das pedreiras da região de Campos dos Goytacazes - RJ.

A Tabela 3.2 apresenta as principais características dos agregados graúdos de acordo com a ABNT NBR NM 248(2003) e a ABNT NBR-NM 53 (2009).

Tabela 3.4 – Principais características dos agregados graúdos

Características	Brita	Argila Expandida
Diâmetro máximo (mm)	19,00	12,50
Módulo de finura (mm)	5,65	3,60
Massa específica real (kg/dm ³)	2,90	1,15

3.1.4 Água

A água utilizada foi fornecida pela empresa Águas do Paraíba, responsável pela rede de abastecimento do Município de Campos dos Goytacazes/RJ.

3.1.5 Armaduras

Foram utilizadas barras nervuradas de 8 mm de diâmetro, CA-50 da GUERDAU para a confecção das armaduras de confinamento e para a armadura longitudinal auxiliar.

3.1.6 Aditivo Químico

Nos corpos de prova da série 3, foi utilizado o superplastificante PLASTOL 5035 da Viapol.

3.1.7 Concretos

Foram produzidos concretos com três composições diferentes, sendo uma para concreto leve, produzido com argila expandida como agregado graúdo, esse concreto tinha uma resistência à compressão (f_c) prevista de 30 MPa (série 1) e as outras duas composições diferentes para concretos de média e alta resistência, produzidos com agregado normal, esses concretos

tinham as resistências à compressão previstas de 30 MPa (série 2) e 55 MPa (série 3). As composições utilizadas foram obtidas de Pereira (2016), Garcia (2002) e Smiderle (2016) e estão apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.5- Composição dos concretos (Kg/m³)

Tipo de Concreto	Materiais					
	Água	Cimento	Areia	Brita	Argila expandida	Superplastificante (%)
Leve (Pereira, 2016)	196,5	517	672,1	-	361,9	-
Normal (Garcia, 2002)	191	329	740	1069	-	-
Normal de Alta Resistência (Smiderle, 2016)	225,81	511,60	719,77	905,20	-	1,467

3.1.8 Produção e cura dos concretos

Para a produção do concreto leve foram seguidas as seguintes etapas:

1. umedecer o misturador com água;
2. misturar os agregados leves por 1 minuto;
3. repousar por 10 minutos, com o misturador desligado, para que os agregados absorvam parte da água;
4. adicionar o cimento e misturar por mais 1 minuto;
5. acrescentar o agregado graúdo e a água restante;
6. misturar por 3 minutos.

Para a produção do concreto de densidade normal foram seguidas as seguintes etapas:

1. umedecer o misturador com água;
2. colocar o material cimentício e misturar por 30 segundos;
3. colocar metade da água com o superplastificante dissolvido;
4. misturar por 1 minuto;

5. adicionar o agregado graúdo e a água restante;
6. misturar por 3 minutos;
7. descansar por 1 minuto (retirada do material retido);
8. misturar por mais um minuto.

A moldagem e a cura dos concretos foram feitas de acordo com as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015). Os processos de moldagem dos corpos de prova foram realizados de forma horizontal e monolítica com a utilização de uma mesa vibratória e a cura foi realizada por 28 dias em tanque de água saturada com cal.

A Figura 3.1 mostra a betoneira utilizada na concretagem de todos os corpos de prova.



Figura 3.1 - Betoneira durante o processo de produção do concreto

3.2 Caracterização dos concretos no estado endurecido

Foram realizados ensaios para avaliar as seguintes propriedades mecânicas dos concretos: resistência à compressão (f_c) e resistência à tração indireta ($f_{ct,sp}$).

A Figura 3.2 apresenta as formas onde foram moldados os corpos de prova utilizados posteriormente nos ensaios de resistência à compressão e de resistência à tração indireta.

Cada um dos ensaios foi realizado em conformidade com as normas brasileiras, como mostrado na Tabela 3.4.

Tabela 3.6 - Ensaio provistos para caracterização dos concretos no estado endurecido

Ensaio	Norma
Resistência à compressão	ABNT NBR 5739 (2007)
Resistência à tração indireta	ABNT NBR 7222 (2011)



Figura 3.2 - Formas cilíndricas para moldagem dos corpos de prova

As Figuras 3.3 e 3.4 mostram um corpo de prova colocado na prensa para ser ensaiado à compressão.

As Figuras 3.5 e 3.6 mostram o ensaio de tração indireta.



Figura 3.3 – Setup pronto para o início do ensaio



Figura 3.4 - Corpo de prova posicionado no interior da prensa



Figura 3.5 - Corpo de prova posicionado para ensaio



Figura 3.6 - Corpo de prova rompido por tração indireta

3.2.1 Corpos de prova

Foram produzidos 27 (vinte e sete) corpos de prova do tipo *push-off*, sendo 9 tipos diferentes, com 3 (três) réplicas cada um.

Para isso, foram utilizados 3 (três) tipos diferentes de concreto e para cada um destes, foram produzidos três corpos de prova do tipo *push-off* com três taxas de armadura transversal, como mostrado no fluxograma abaixo (Figura 3.7).

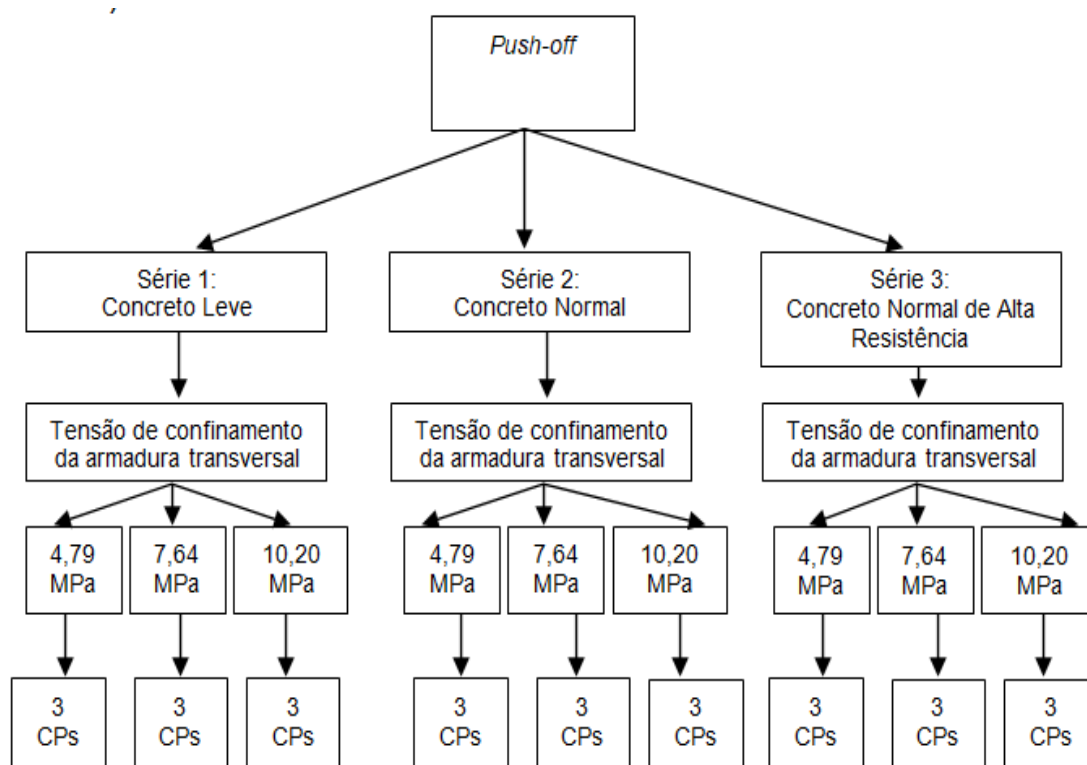


Figura 3.7 – Fluxograma das características dos CPs estudados

O programa experimental foi dividido em 3 (três) séries e para cada série foram produzidos 3 (três) corpos de prova com diferentes taxas de armadura. A produção dessas três séries foi realizada três vezes, totalizando 9 corpos de prova para cada série.

As séries foram divididas conforme o esquema abaixo:

Série 1	Série 2	Série 3
<ul style="list-style-type: none"> • Concreto Leve • Concretagens: 1, 2 e 3. • 2, 3 e 4 barras na armadura transversal 	<ul style="list-style-type: none"> • Concreto Normal • Concretagens: 1, 2 e 3. • 2, 3 e 4 barras na armadura transversal 	<ul style="list-style-type: none"> • Concreto Normal de Alta Resistência • Concretagens: 1, 2 e 3. • 2, 3 e 4 barras na armadura transversal

A nomenclatura utilizada para os corpos de prova é mostrada a seguir:

Xn-PO-Y-Z

onde,

X - tipo de concreto;

n – número da concretagem referente ao traço;

PO - ensaio de *push-off*;

Z- tensão de confinamento da armadura transversal

Tabela 3.7 - Corpos de Prova

Séries	Corpo de prova	Número de barras na armadura transversal	Tensão de Confinamento (MPa)
1	L1-PO-4,79	2	4,79
	L1-PO-7,64	3	7,64
	L1-PO-10,20	4	10,20
	L2-PO-4,79	2	4,79
	L2-PO-7,64	3	7,64
	L2-PO-10,20	4	10,20
	L3-PO-4,79	2	4,79
	L3-PO-7,64	3	7,64
	L3-PO-10,20	4	10,20
2	N1-PO-4,79	2	4,79
	N1-PO-7,64	3	7,64
	N1-PO-10,20	4	10,20
	N2-PO-4,79	2	4,79
	N2-PO-7,64	3	7,64
	N2-PO-10,20	4	10,20
	N3-PO-4,79	2	4,79
	N3-PO-7,64	3	7,64
	N3-PO-10,20	4	10,20
3	A1-PO-4,79	2	4,79
	A1-PO-7,64	3	7,64
	A1-PO-10,20	4	10,20
	A2-PO-4,79	2	4,79
	A2-PO-7,64	3	7,64
	A2-PO-10,20	4	10,20
	A3-PO-4,79	2	4,79
	A3-PO-7,64	3	7,64
	A3-PO-10,20	4	10,20

3.3 Ensaio de *push-off*

3.3.1 Corpos de prova

As dimensões dos corpos de prova tipo *push-off* foram de 450 mm de comprimento com seção transversal de 200 mm x 120 mm. Os esquemas de cada tipo de corpo de prova estão apresentados nas Figuras 3.8, 3.9 e 3.10. As fôrmas com as armaduras colocadas e prontas para receber o concreto estão apresentadas nas Figuras 3.11, 3.12, 3.13 e 3.14.

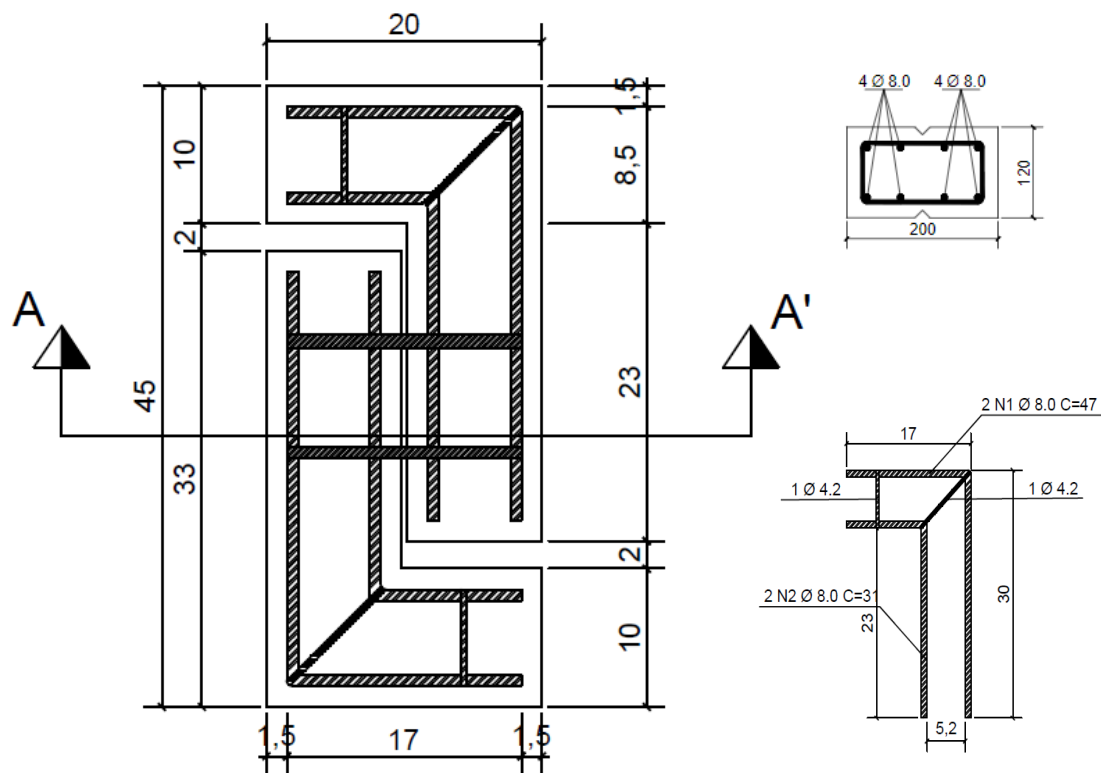


Figura 3.8 -- Esquema de corpo de prova tipo *push-off* de 4,79 MPa.

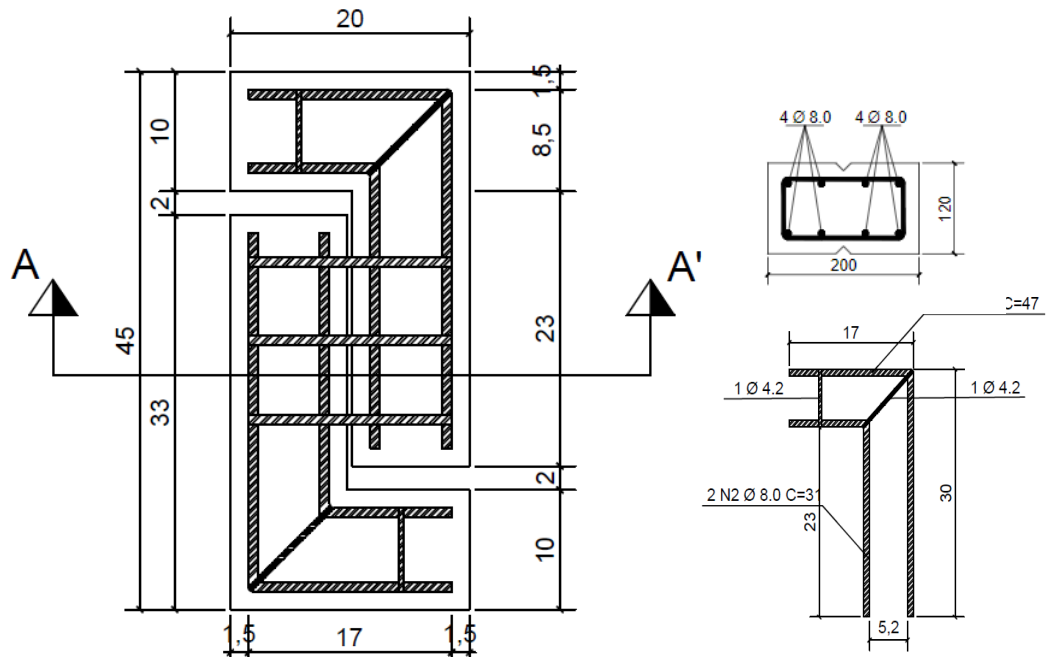


Figura 3.9 - Esquema de corpo de prova tipo *push-off* de 7.64 MPa

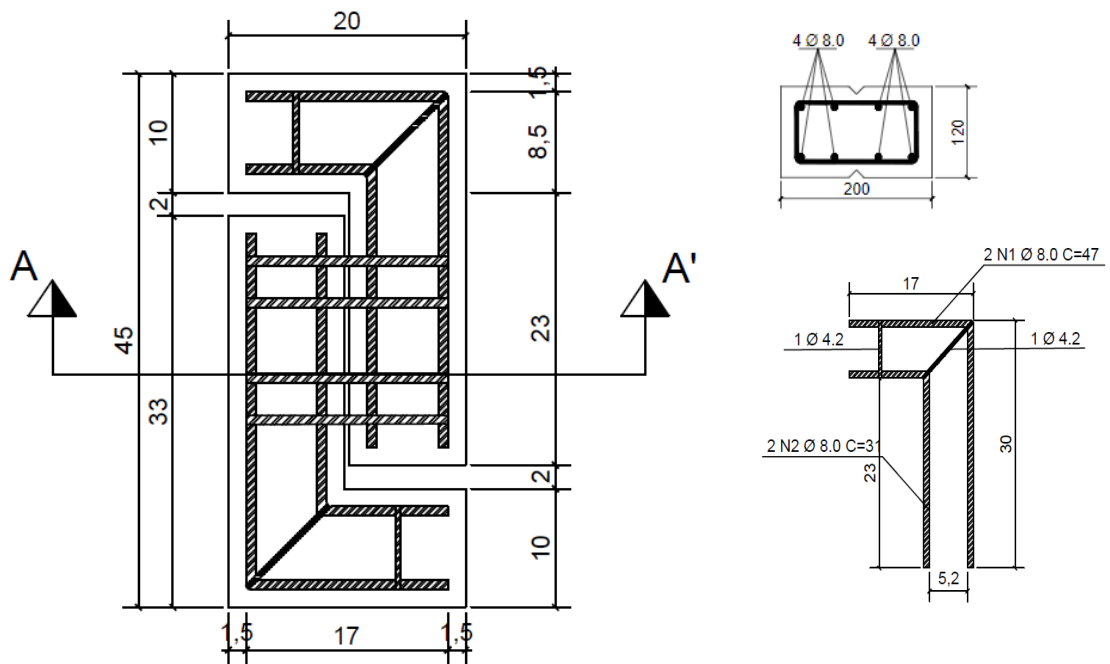


Figura 3.10 - Esquema de corpo de prova tipo *push-off* de 10,20 MPa.



Figura 3.11 - Formas de *push-off* prontas para a concretagem



Figura 3.12 - Forma preparada com 4 barras na armadura transversal



Figura 3.13 - Forma preparada com 3 barras na armadura transversal



Figura 3.14 - Forma preparada com 2 barras na armadura transversal

3.3.2 Procedimentos do ensaio e instrumentação

Primeiro foi realizada a pré-fissuração dos corpos de prova e posteriormente foram instrumentados através do uso de quatro Transdutores de Deslocamento Linear Variável (LVDTs) para a realização do ensaio de cisalhamento direto.

Dois LVDTs foram posicionados na posição vertical e utilizados para medir o deslizamento vertical de uma das partes do corpo de prova em relação a outra, e os outros dois foram colocados para medir o deslocamento horizontal.

A carga para esses ensaios foi aplicada utilizando um atuador hidráulico modelo 244.41 com capacidade de 500 kN da MTS.

As Figuras 3.15 e 3.16 mostram o processo de pré-fissuração dos corpos de prova. Para tal, foram colocadas placas com um rolo esférico, entre o corpo de prova e a placa, que encaixava no plano de cisalhamento nas faces superior e inferior do corpo de prova na posição horizontal.



Figura 3.15 - Corpo de Prova pronto para ser pré-fissurado



Figura 3.16 - Esquema de pré-fissuração do corpo de prova

As Figuras 3.17, 3.18, 3.19 e 3.20 mostram o corpo de prova posicionado, com os LVDTs dispostos, para a realização do ensaio de cisalhamento direto.



Figura 3.17 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista Lateral 1)



Figura 3.18 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista Lateral 2)



Figura 3.19 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista frontal)



Figura 3.20 - Corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto (vista posterior)

CAPÍTULO IV – Resultados Experimentais

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados durante o estudo.

4.1 Caracterização do concreto no estado endurecido

Nos subitens a seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão e de tração indireta realizados nos corpos de prova cilíndricos para cada composição de concreto.

4.1.1 Ensaio de Resistência à Compressão

O ensaio foi realizado para três amostras de cada concreto produzido, sendo que, para cada composição de concreto, foram produzidos três concretos em datas diferentes.

Os corpos de prova cilíndricos foram identificados com uma letra que representa o tipo de concreto, seguido de um número para identificação da concretagem, uma vez que foram feitas três concretagens diferentes para cada traço.

A identificação das letras foi feita como segue: A, para concreto de alta resistência; L, para concreto leve e N, para concreto normal, que também pode ser chamado de convencional. O número que aparece posterior à letra identifica as réplicas de cada composição.

Os resultados obtidos estão mostrados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão

Corpo de prova	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência à Compressão Média (MPa)	Desvio Padrão
CP-01-A1 CP-02-A1 CP-03-A1	55,2 61,4 56,7	57,7	3,2
CP-01-A2 CP-02-A2 CP-03-A2	55,0 47,4 47,8	50,1	4,3
CP-01-A3 CP-02-A3 CP-03-A3	55,1 52,3 55,5	54,3	1,7

Continuação da Tabela 4.1

CP-01-L1	24,8	26,3	1,8
CP-02-L1	28,3		
CP-03-L1	25,9		
CP-01-L2	21,7	27,1	5,2
CP-02-L2	32,1		
CP-03-L2	27,5		
CP-01-L3	18,8	25,2	5,6
CP-02-L3	27,6		
CP-03-L3	29,2		
CP-01-N1	52,4	47,5	4,2
CP-02-N1	44,8		
CP-03-N1	45,5		
CP-01-N2	38,3	43,4	4,8
CP-02-N2	47,7		
CP-03-N2	44,4		
CP-01-N3	38,4	38,8	0,4
CP-02-N3	38,8		
CP-03-N3	39,3		

As Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 mostram as médias das resistências à compressão dos diferentes tipos de concreto nas diferentes concretagens.

Normal

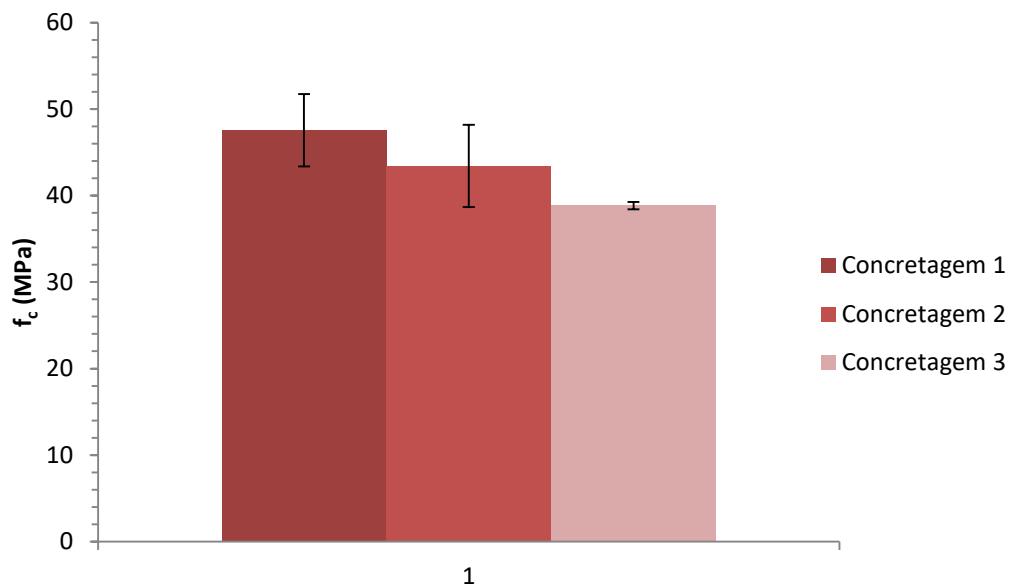


Figura 4.1 - Resistências à compressão do concreto normal.

Normal de Alta Resistência

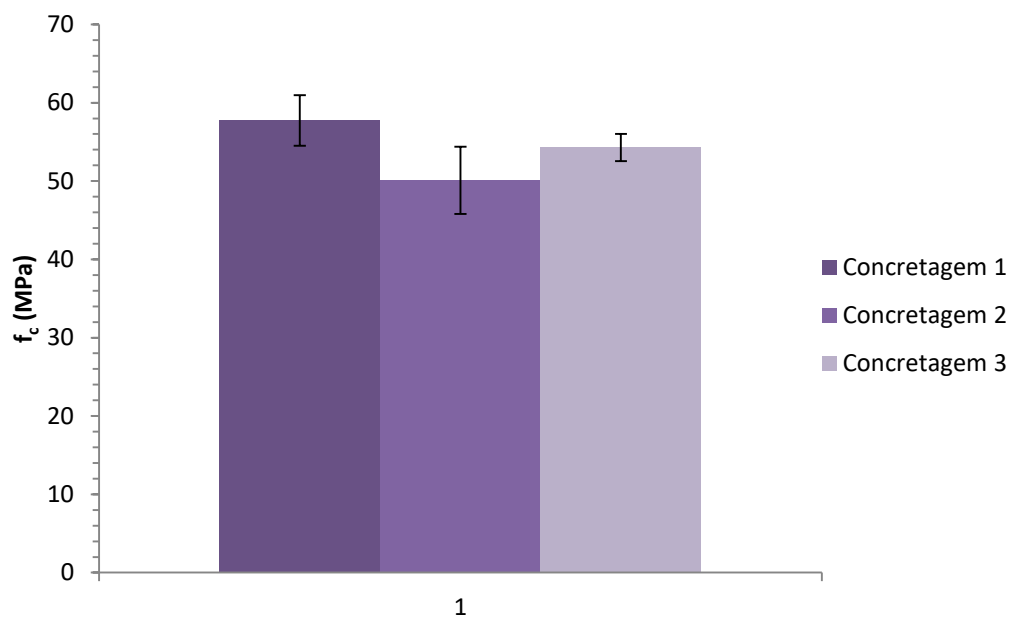


Figura 4.2 - Resistências à compressão do concreto normal de alta resistência.

Leve

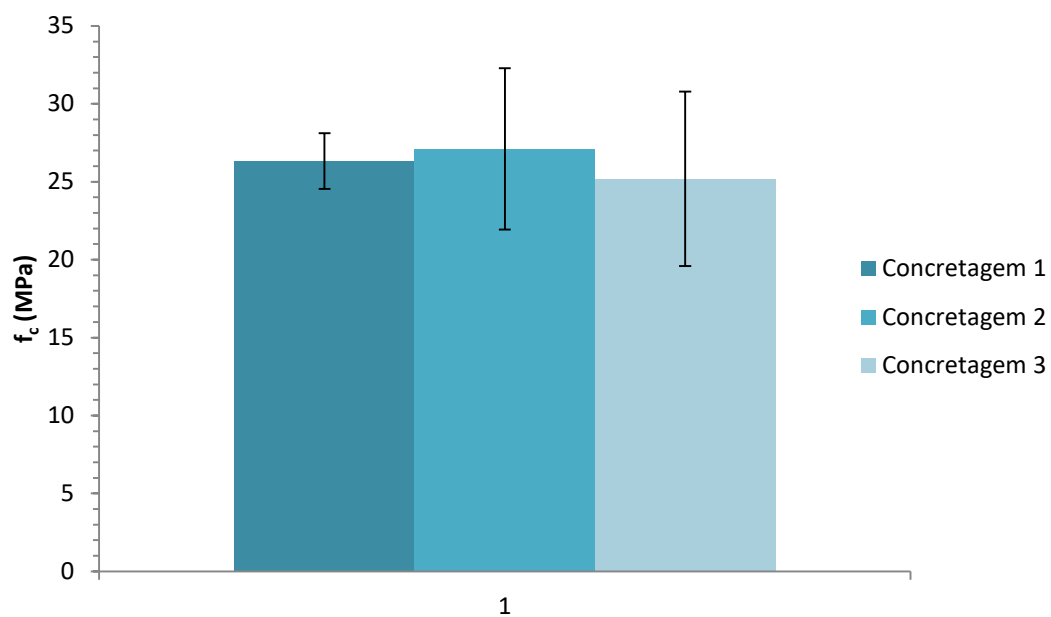


Figura 4.3 - Resistências à compressão do concreto leve.

4.1.2 Ensaio de Tração Indireta

O ensaio de tração Indireta também foi realizado para três amostras de cada concreto produzido.

Os corpos de prova cilíndricos estão identificados da mesma forma que os corpos de prova utilizados para o ensaio de resistência à compressão.

A Tabela 4.2 apresenta os resultados do ensaio de Tração Indireta.

Tabela 4.1 - Resultados do ensaio de tração indireta

Corpo de Prova	Resistência à Tração Indireta (MPa)	Resistência à Tração Indireta Média (MPa)
CP-01-A1	4,3	4,3
CP-02-A1	4,4	
CP-03-A1	4,1	
CP-01-A2	3,6	4,1
CP-02-A2	4,2	
CP-03-A2	4,6	
CP-01-A3	3,8	4,5
CP-02-A3	4,6	
CP-03-A3	4,9	
CP-01-N1	4,5	4,0
CP-02-N1	3,7	
CP-03-N1	3,8	
CP-01-N2	4,0	4,1
CP-02-N2	4,3	
CP-03-N2	4,0	
CP-01-N3	2,7	3,3
CP-02-N3	3,8	
CP-03-N3	3,3	
CP-01-L1	2,4	2,2
CP-02-L1	1,9	
CP-03-L1	2,2	
CP-01-L2	2,6	2,5
CP-02-L2	2,6	
CP-03-L2	2,4	
CP-01-L3	2,9	2,7
CP-02-L3	2,7	
CP-03-L3	2,5	

As Figuras 4.4, 4.5 e 4.6 mostram as resistências à compressão dos diferentes tipos de concreto em cada concretagem.

Normal

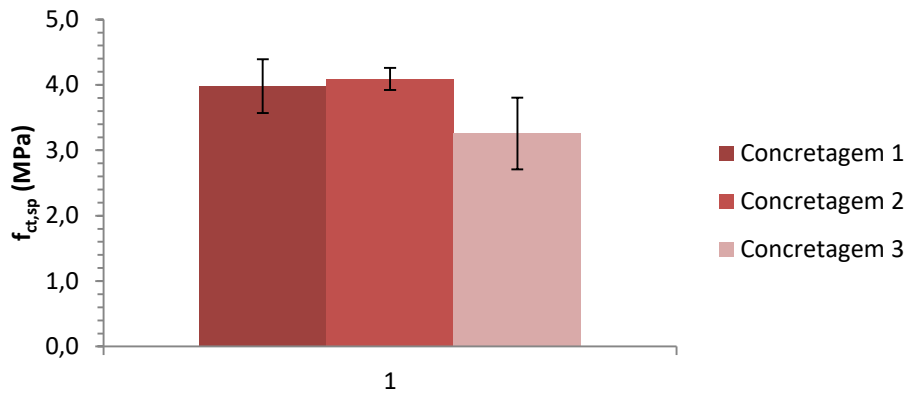


Figura 4.4 - Resistências à Tração Indireta do concreto normal.

Normal de Alta Resistência

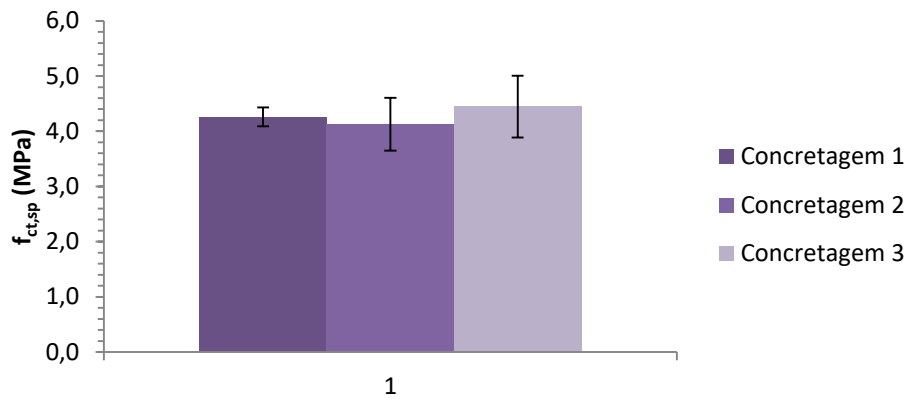


Figura 4.5 - Resistência à Tração Indireta do concreto Normal de Alta Resistência.

Leve

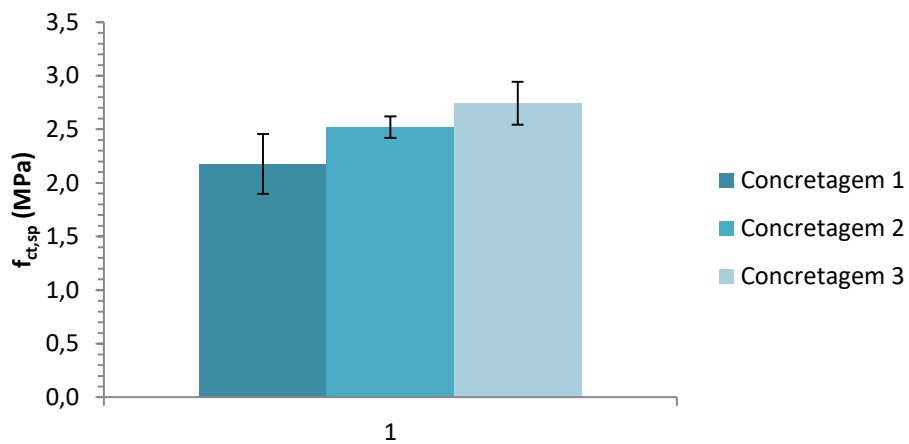


Figura 4.6 - Resistência à Tração Indireta do Concreto Leve.

4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto Tipo *Push-off*

Os corpos de prova foram ensaiados até que as duas partes quase se encostassem.

A Figura 4.7 apresenta um corpo de prova ao final do ensaio de cisalhamento direto.



Figura 4.7 - Corpo de prova ao final do ensaio de cisalhamento direto

Ao longo deste item, serão apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nos corpos de prova do tipo *push-off*, bem como a comparação desses resultados entre os diferentes tipos de concreto e taxa de armadura transversal.

A ruptura dos corpos de prova se deu por cisalhamento no plano pré-fissurado e, em alguns, houve um pequeno indício de flexão. Alguns corpos de prova foram descartados, já que os mesmos romperam à flexão.

Na busca para solucionar este problema, observou-se que o cobrimento da armadura longitudinal auxiliar tinha ficado acima do projetado, ao redor de 2 cm, e isto levou a reforçar os corpos de provas com armadura de flexão.

O reforço foi realizado cortando quatro ranhuras de 20 x 20 mm de profundidade. Duas dessas ranhuras se estendiam da face superior à face lateral do corpo de prova e as outras duas da face inferior à face lateral correspondente em forma de “L”. Depois foi colocada uma barra dobrada de 8

mm de diâmetro em cada ranhura e a mesma foi preenchida com graute para fixar a barra e fechar a abertura deixada pela ranhura.

O esquema do reforço realizado e acima descrito está apresentado na Figura 4.8.

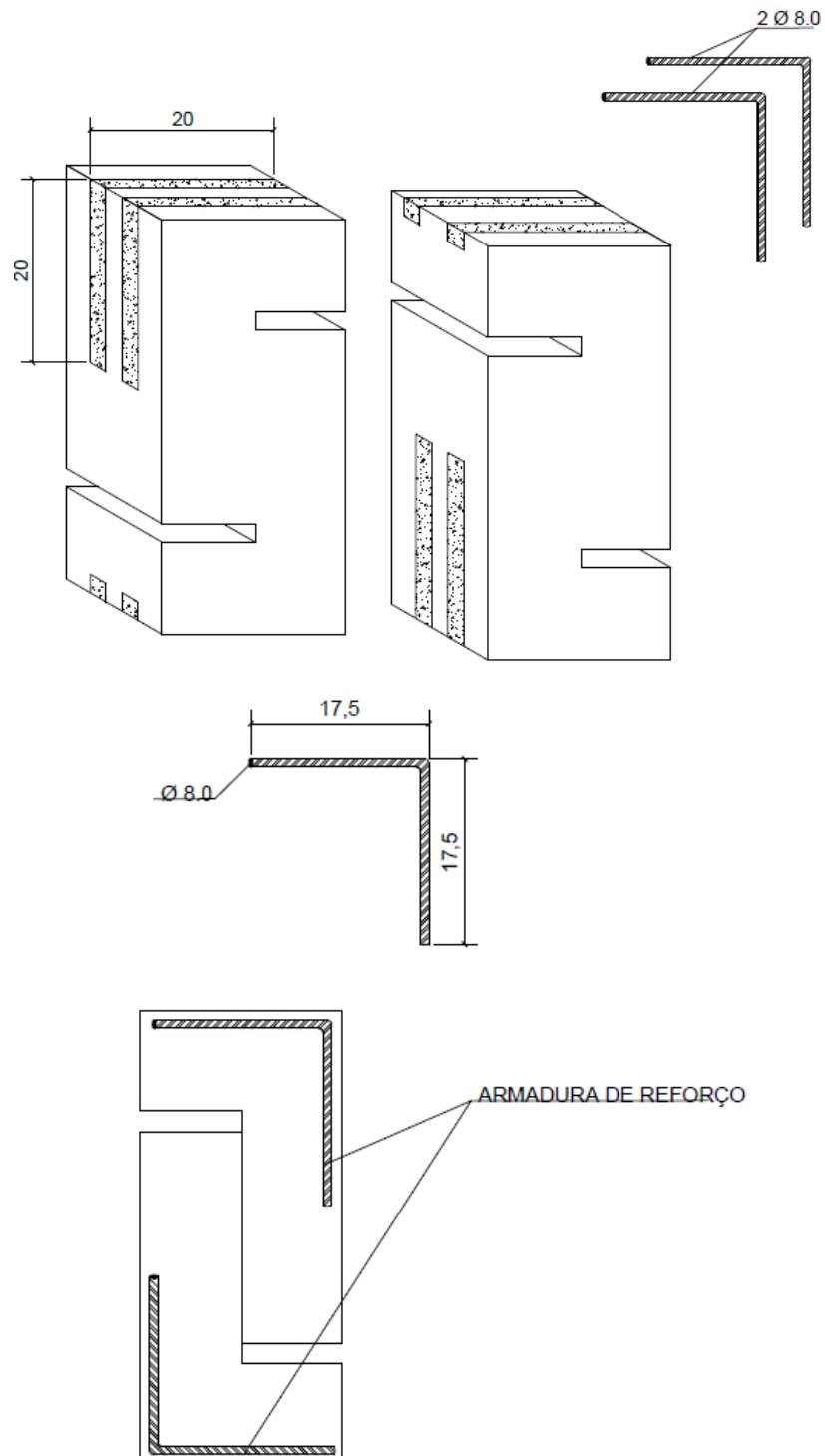


Figura 4.8 - Esquema do reforço realizado no corpo de prova *push-off*

Os corpos de prova que foram ensaiados antes do reforço são os seguintes: N1-PO-4,79, N1-PO-7,64, N1-PO-10,20, N2-PO-4,79, N3-PO-4,79 e A1-PO-10,20, sendo que os mesmos não foram avaliados na pesquisa.

Além dos corpos de prova mencionados, que foram descartados da pesquisa, alguns corpos de prova sofreram influências de flexão, inclusive após a realização do reforço, que foram: A1-PO-7,64, A3-PO-10,20, A3-PO-7,64, N2-PO-10,20, N3-PO-10,20, L2-PO-10,20, L1-PO-10,20, L3-PO-10,20 e L1-PO-7,64.

4.2.1 Valores das resistências últimas de cisalhamento dos CPs tipo *Push-off* ensaiados

A Tabela 4.3 apresenta os valores de resistências ao cisalhamento de cada corpo de prova estudado.

Tabela 4.2- Influência de flexão nos corpos de prova

Corpo de Prova	Resistência ao Cisalhamento (MPa)	Influência de flexão
L1-PO-4,79	3,86	Não
L2-PO-4,79	5,90	Não
L3-PO-4,79	3,44	Não
A1-PO-4,79	5,21	Não
A2-PO-4,79	5,89	Não
A3-PO-4,79	5,48	Não
N3-PO-4,79	3,41	Não
L1-PO-7,64	5,06	Sim
L2-PO-7,64	5,25	Não
L3-PO-7,64	7,20	Não
A1-PO-7,64	6,58	Sim
A2-PO-7,64	5,68	Sim
A3-PO-7,64	7,20	Não
N3-PO-7,64	3,86	Não
L1-PO-10,20	4,91	Sim
L2-PO-10,20	5,51	Sim
L3-PO-10,20	4,51	Sim
A2-PO-10,20	6,92	Não
A3-PO-10,20	7,23	Sim
N2-PO-10,20	5,17	Sim
N3-PO-10,20	5,18	Sim

4.2.2 Corpos de prova após o ensaio de cisalhamento direto

As Figuras 4.9 a 4.28 apresentam os corpos de prova do tipo *push-off* após a ruptura no ensaio de cisalhamento direto.

As fotos de cada corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto e que foram considerados na pesquisa são apresentadas a seguir, com exceção do corpo de prova L1-PO-4,79 que, devido a um problema de manuseio, teve a sua integridade muito comprometida após o ensaio.

- Normal de Alta Resistência



Figura 4.9 - Corpo de prova A1-PO-4,79



Figura 4.10 - Corpo de prova A2-PO-4,79



Figura 4.11 - Corpo de prova A3-PO-4,79



Figura 4.12 - Corpo de prova A1-PO-7,64



Figura 4.13 - Corpo de prova A2-PO-7,64



Figura 4.14 - Corpo de prova A3-PO-7,64



Figura 4.15 - Corpo de prova A2-PO-10,20



Figura 4.16 - Corpo de prova A3-PO-10,20

- Leve



Figura 4.17 - Corpo de prova L2-PO-4,79



Figura 4.18 - Corpo de prova L3-PO-4,79



Figura 4.19 - Corpo de prova L1-PO-7,64



Figura 4.20 - Corpo de prova L2-PO-7,64



Figura 4.21 - Corpo de prova L3-PO-7,64



Figura 4.22 - Corpo de prova L1-P0-10,20



Figura 4.23 - Corpo de prova L2-P0-10,20



Figura 4.24 - Corpo de prova L3-PO-10,20

- Normal



Figura 4.25 – Corpo de prova N3-PO-4,79



Figura 4.26 - Corpo de prova N3-PO-7,64



Figura 4.27 - Corpo de prova N2-PO-10,20



Figura 4.28 - Corpo de prova N3-PO-10,20

4.2.3 Curvas Tensão vs Deslocamentos Transversais e Longitudinais

Devido a problemas apresentados na leitura dos LVDTs, não foi possível utilizar os valores para os corpos de prova com a tensão de confinamento da armadura transversal de 10,20 MPa e dos corpos de prova da série 2 (normal).

4.2.3.1 Corpos de Prova Tipo *Push-off* dos Concretos de Alta Resistência

- A1-PO-4,79

A Figura 4.29 apresenta a curva de tensão vs deslocamento do CP A1-PO-4,79.

As Figuras 4.30 e 4.31 apresentam as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} e pela raiz quadrada de f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova A1-PO-4,79 que apresenta 2 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

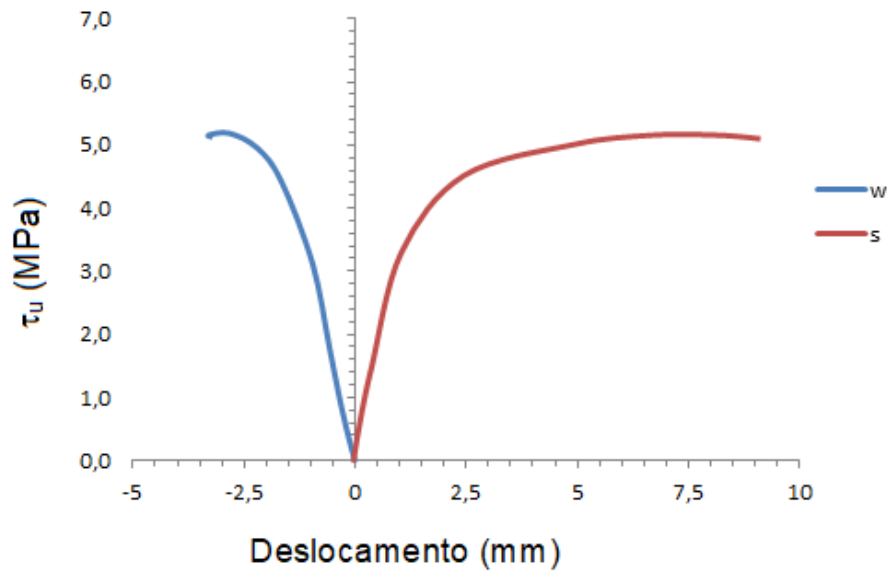


Figura 4.29 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-4,79

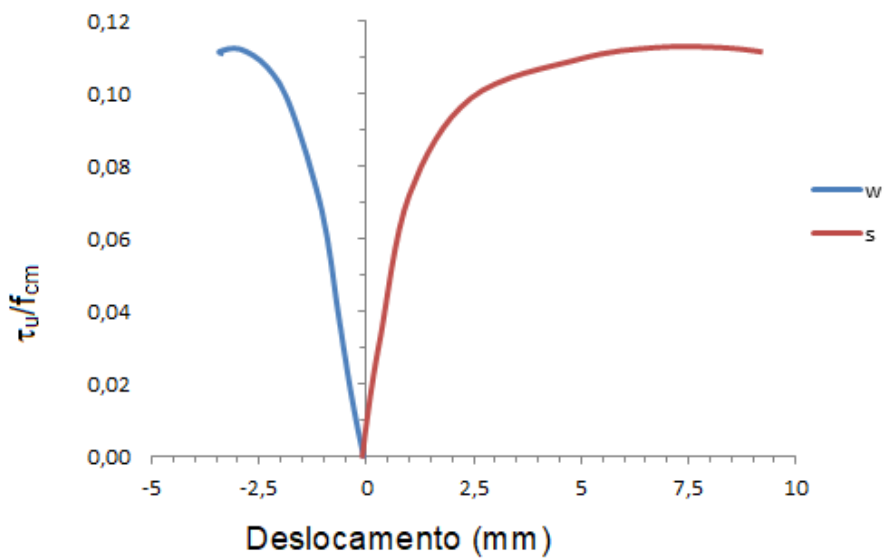


Figura 4.30 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-4,79

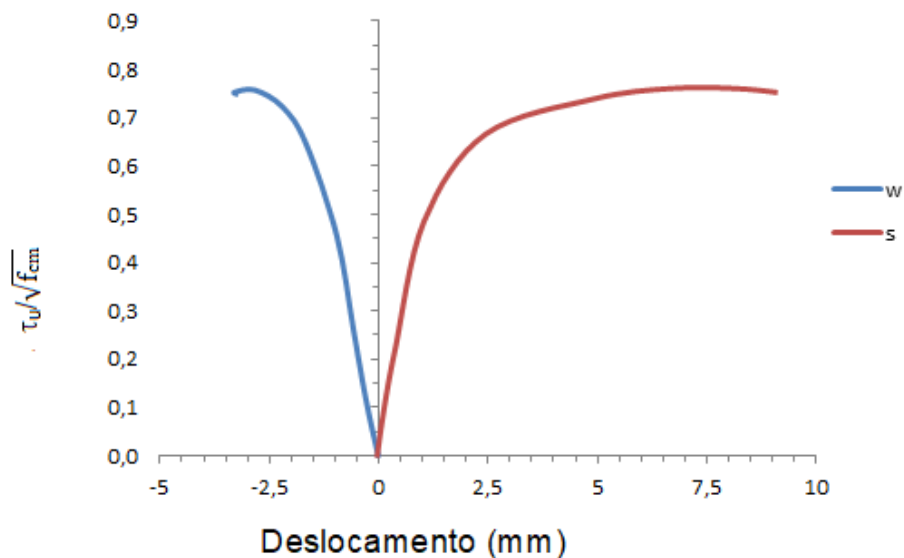


Figura 4.31 – Curva de Tensão $\tau_u / \sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-4,79

- A2-PO-4,79

A Figura 4.32 apresenta a curva de tensão vs deslocamento do CP A2-PO-4,79.

As Figuras 4.33 e 4.34 apresentam as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} e pela raiz quadrada de f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova A2-PO-4,79 que é a réplica do corpo de prova apresentado anteriormente e também tem 2 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

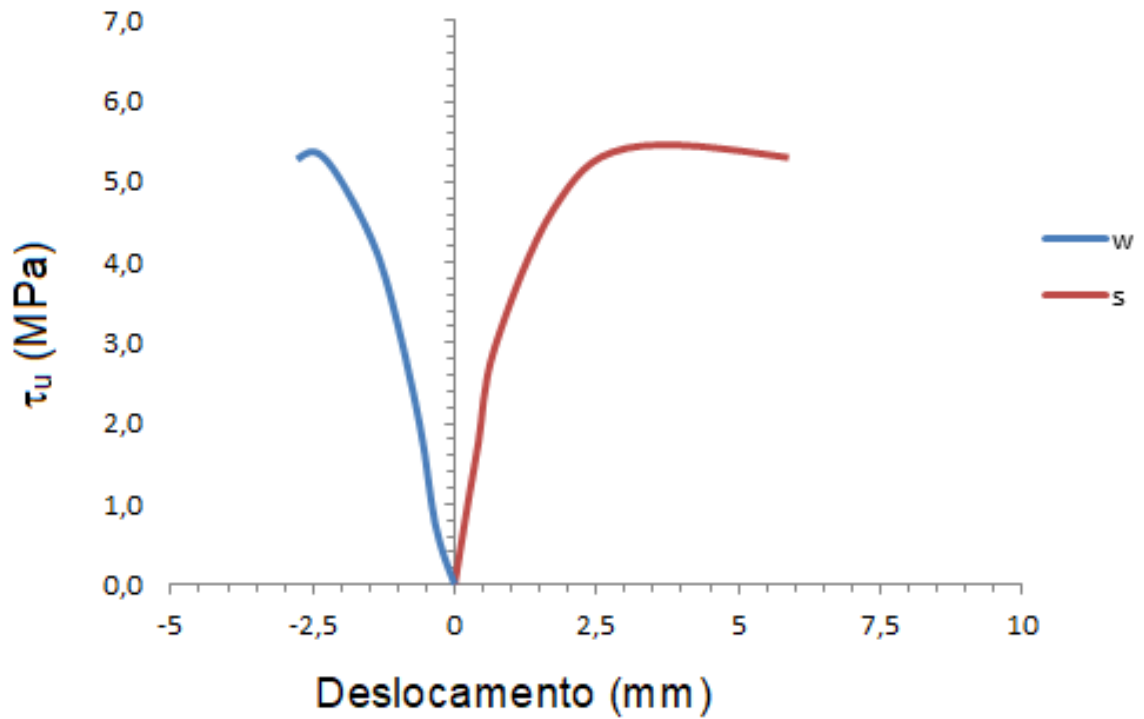


Figura 4.32 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-4,79

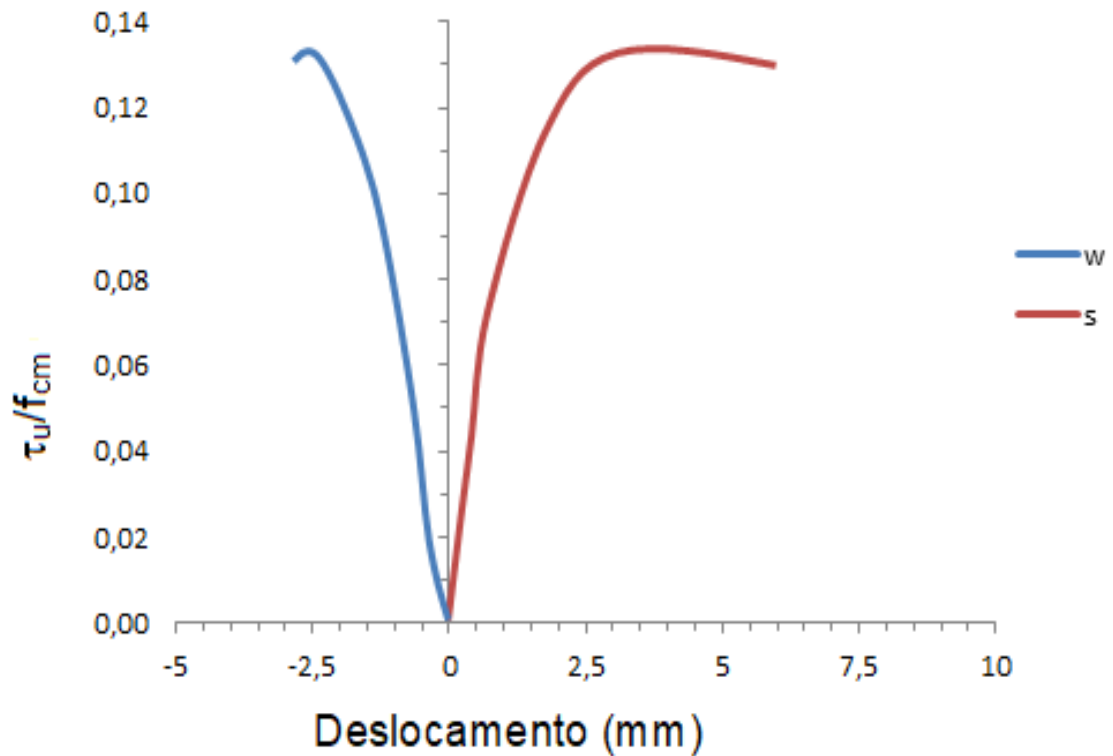


Figura 4.33 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-4,79

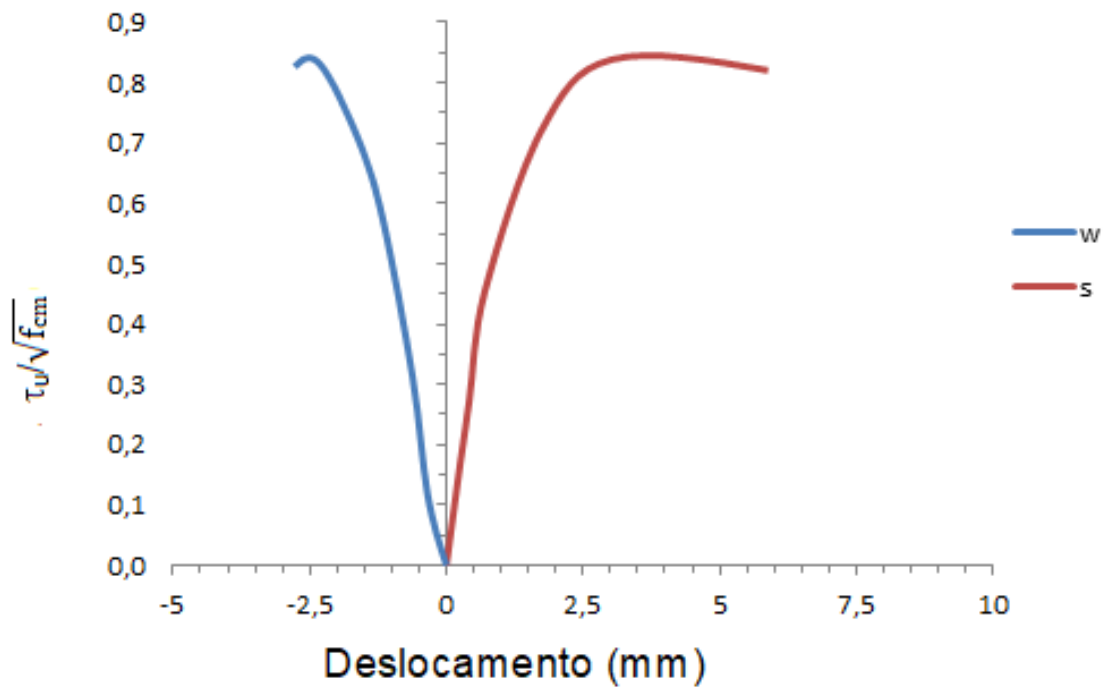


Figura 4.34– Curva de Tensão $\tau_u/\sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-4,79

- A3-PO-4,79

A Figura 4.35 apresenta a curva de tensão vs deslocamento do CP A3-PO-4,79.

As Figuras 4.36 e 4.37 apresentam as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} e pela raiz quadrada de f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova A3-PO-4,79 que é uma segunda réplica desses corpos de prova de alta resistência que possuem 2 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

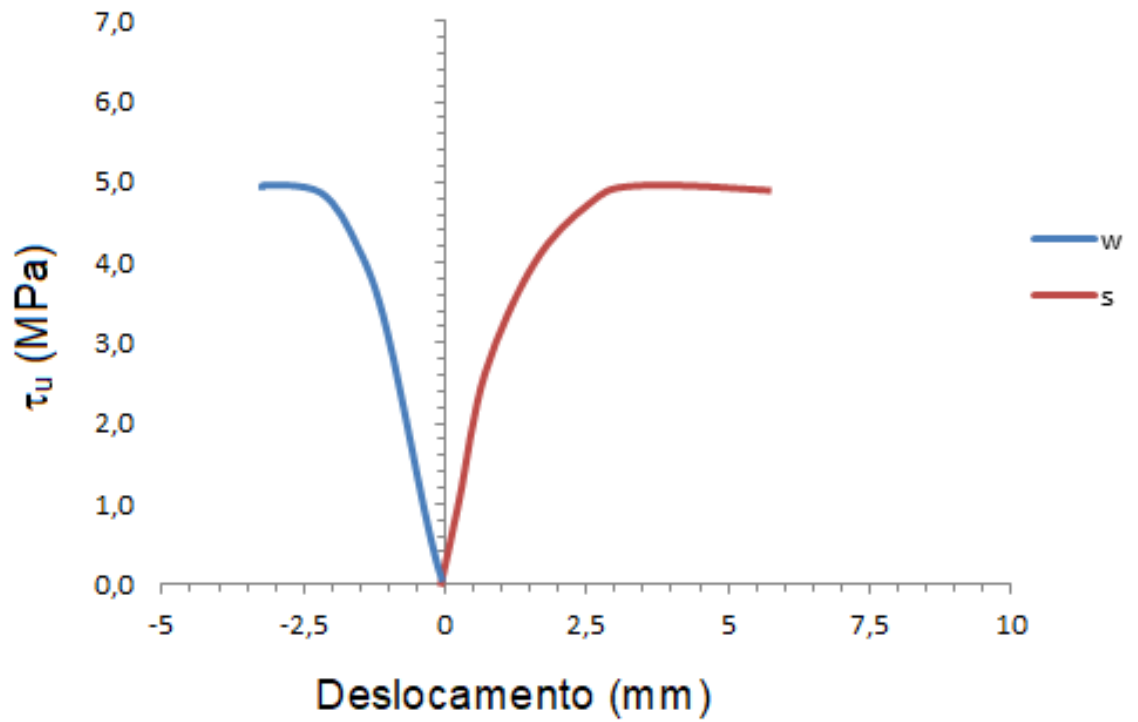


Figura 4.35 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-4,79

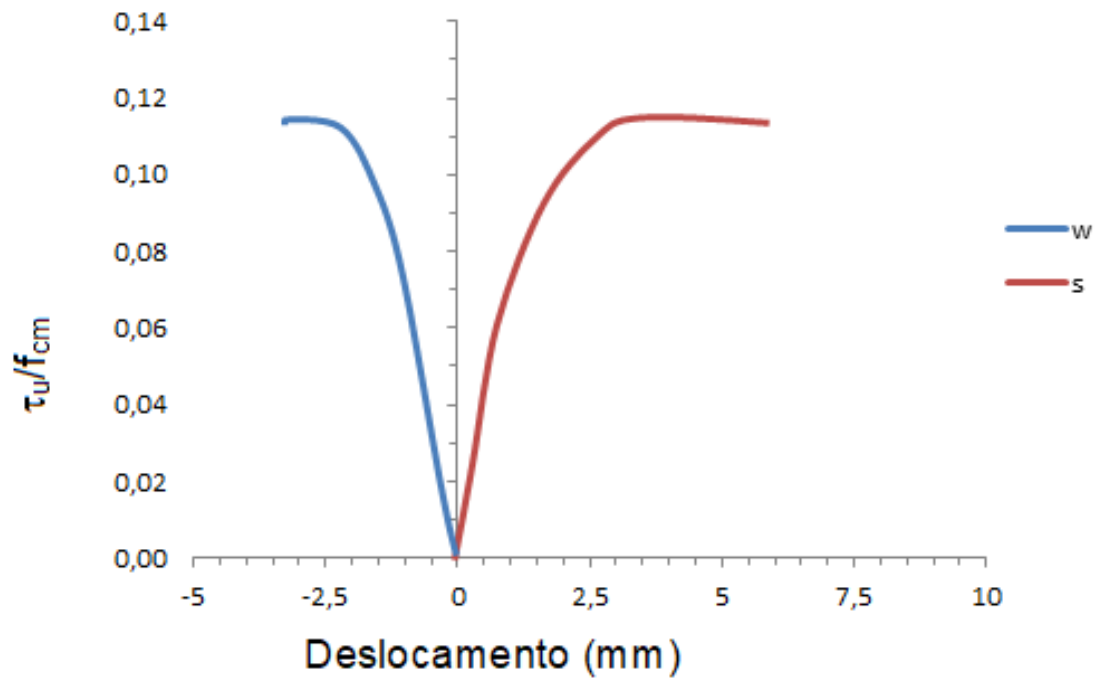


Figura 4.36 – Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-4,79

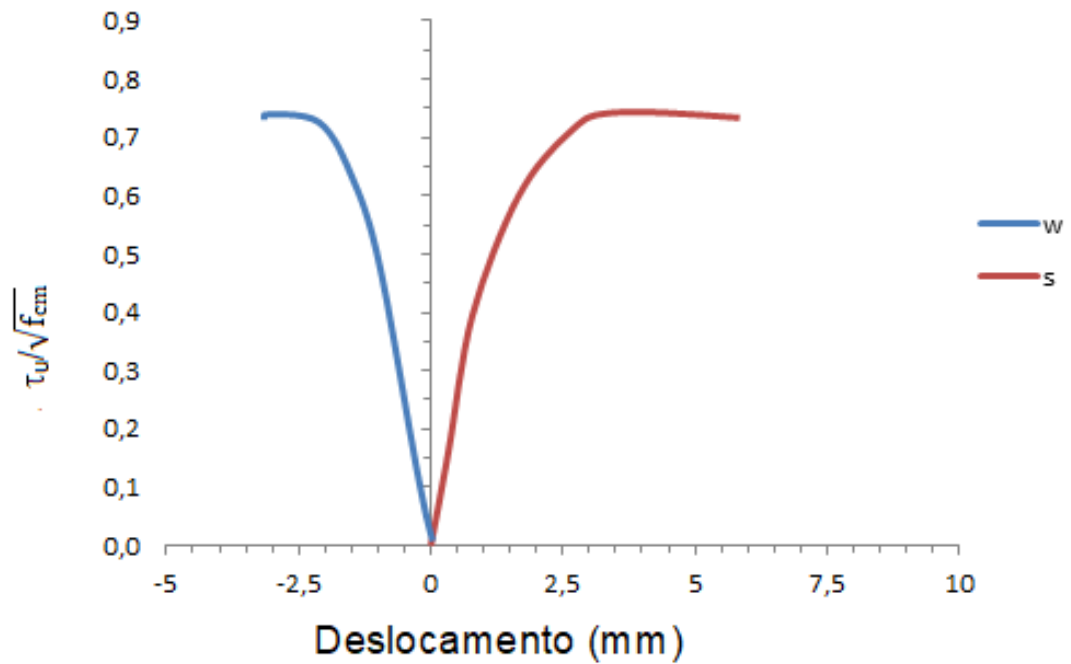


Figura 4.37 – Curva de Tensão $\tau_{ij} / \sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-4,79

- A1-PO-7,64

A Figura 4.38 apresenta a curva de tensão vs deslocamento do cp A1-PO-7,64.

As Figuras 4.39 e 4.40 apresentam as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} e pela raiz quadrada de cada f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova A1-PO-7,64 que é um corpo de prova de alta resistência que possui 3 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

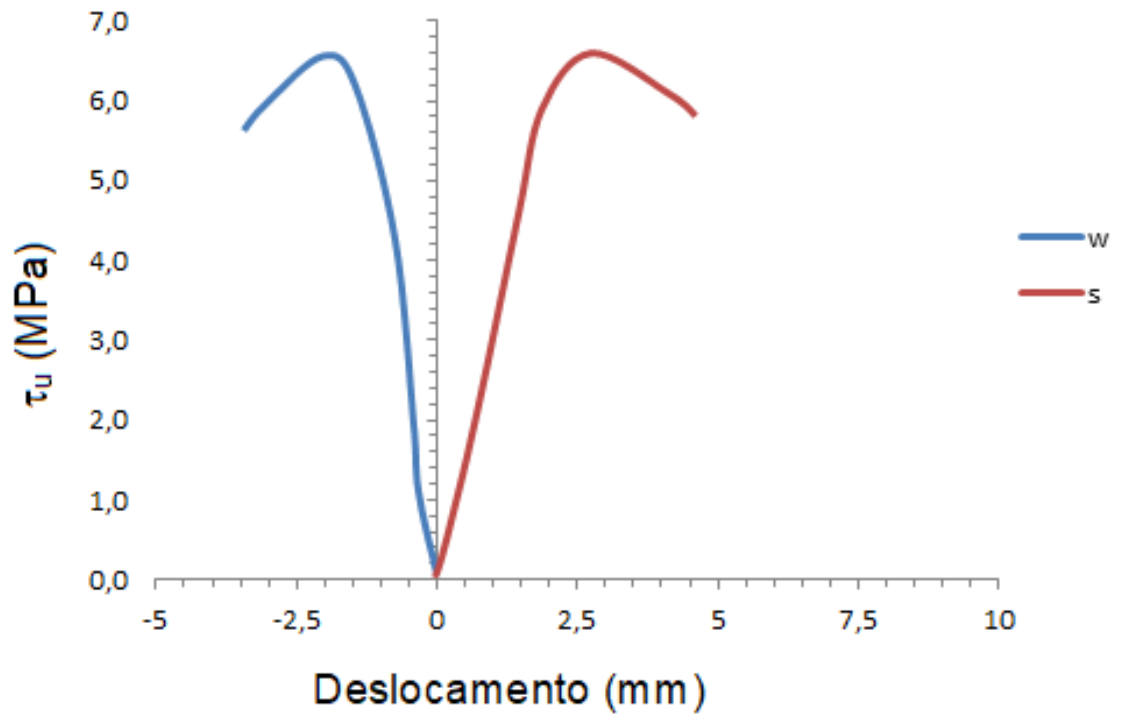


Figura 4.38 - Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-7,64

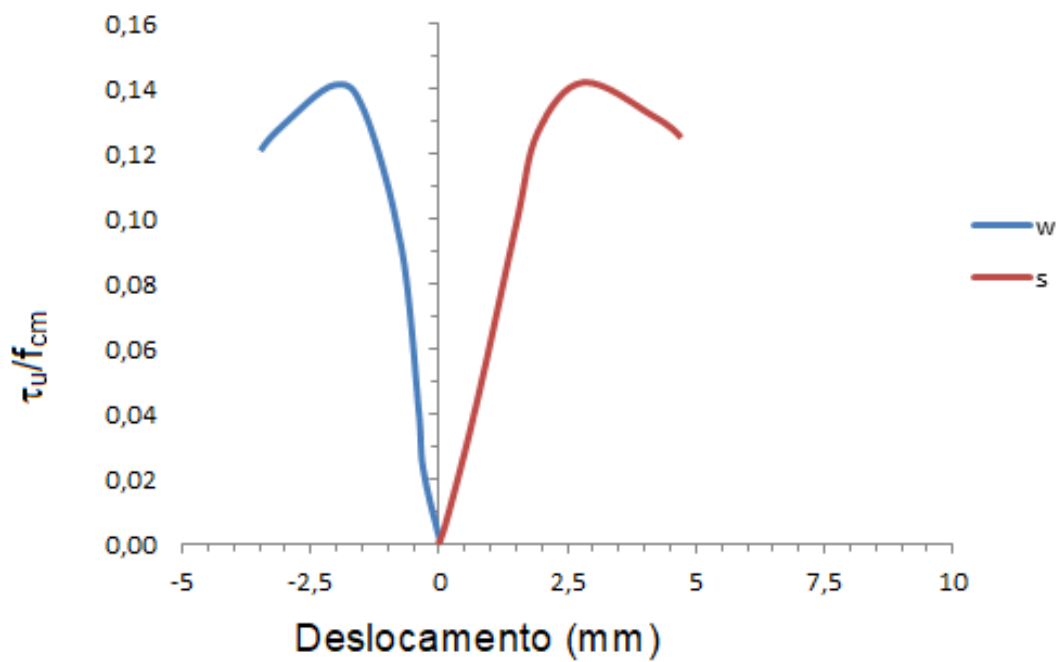


Figura 4.39 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-7,64

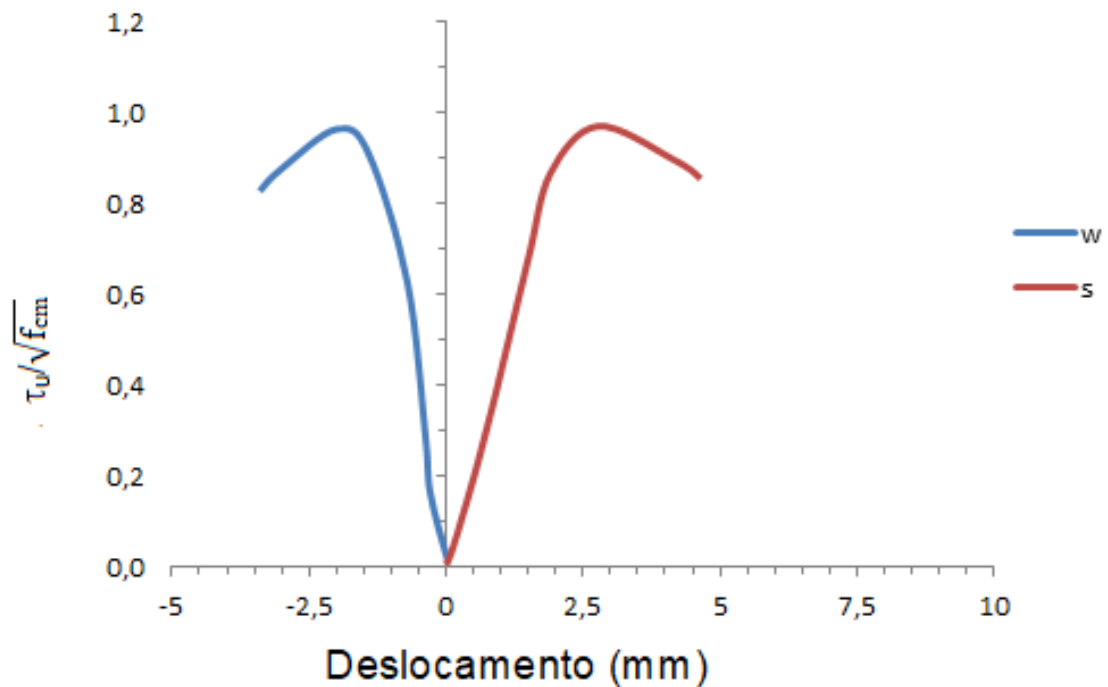


Figura 4.40 - Curva Tensão/ $\sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A1-PO-7,64

- **A2-PO-7,64**

A Figura 4.41 apresenta a curva de tensão vs deslocamento do cp A2-PO-7,64.

As Figuras 4.42 e 4.43 apresentam as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} e pela raiz quadrada de f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova A2-PO-7,64 que é uma réplica do corpo de prova de alta resistência apresentado anteriormente e que possui 3 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

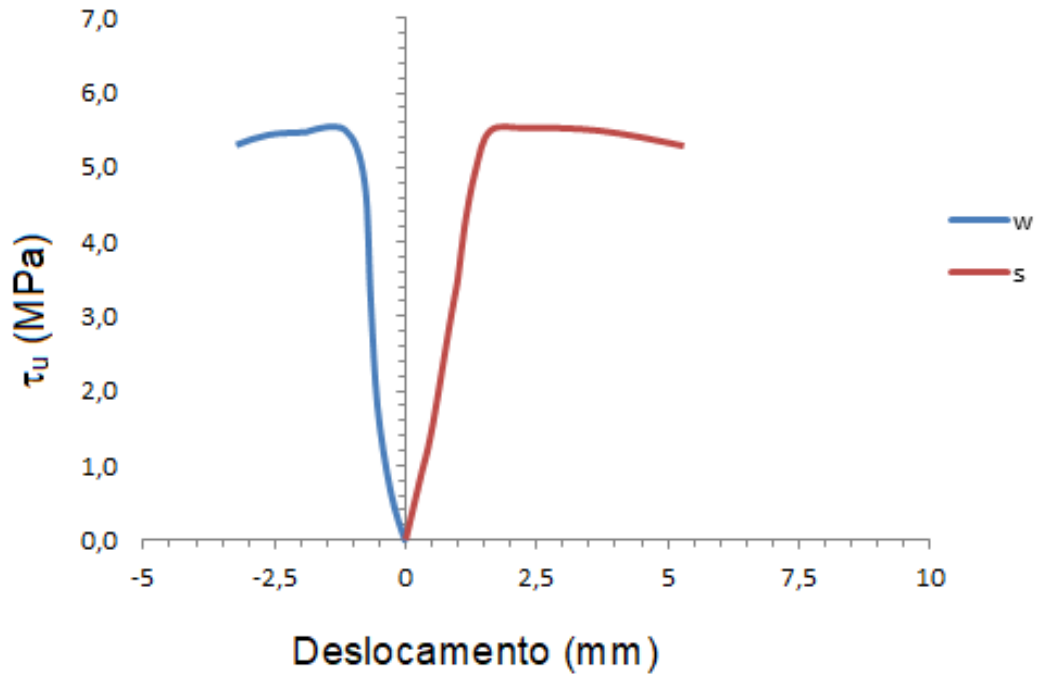


Figura 4.41 – Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-7,64

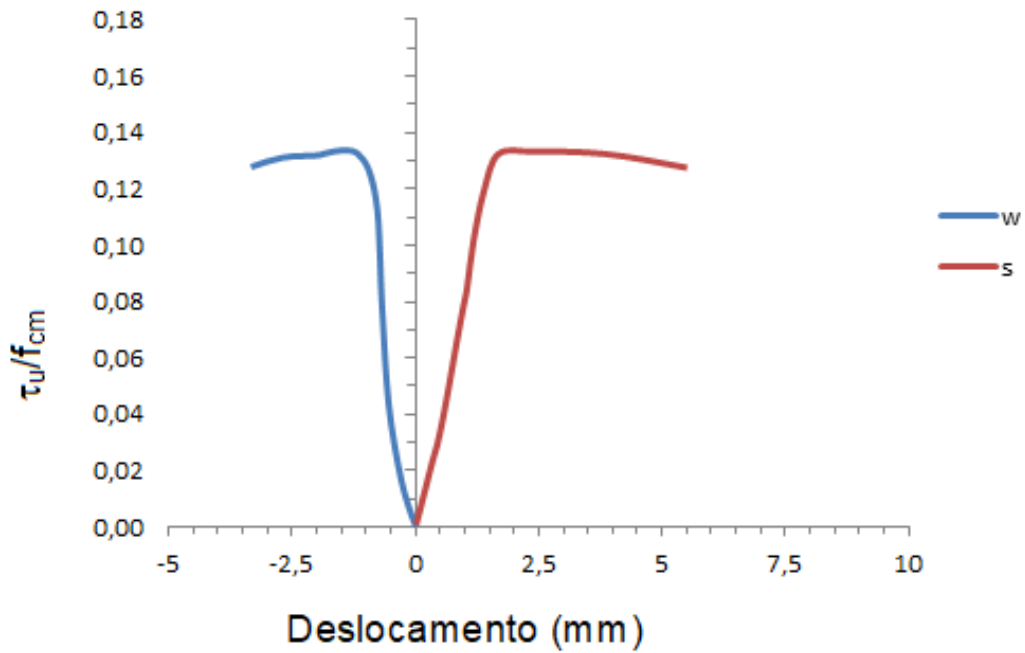


Figura 4.42 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-7,64

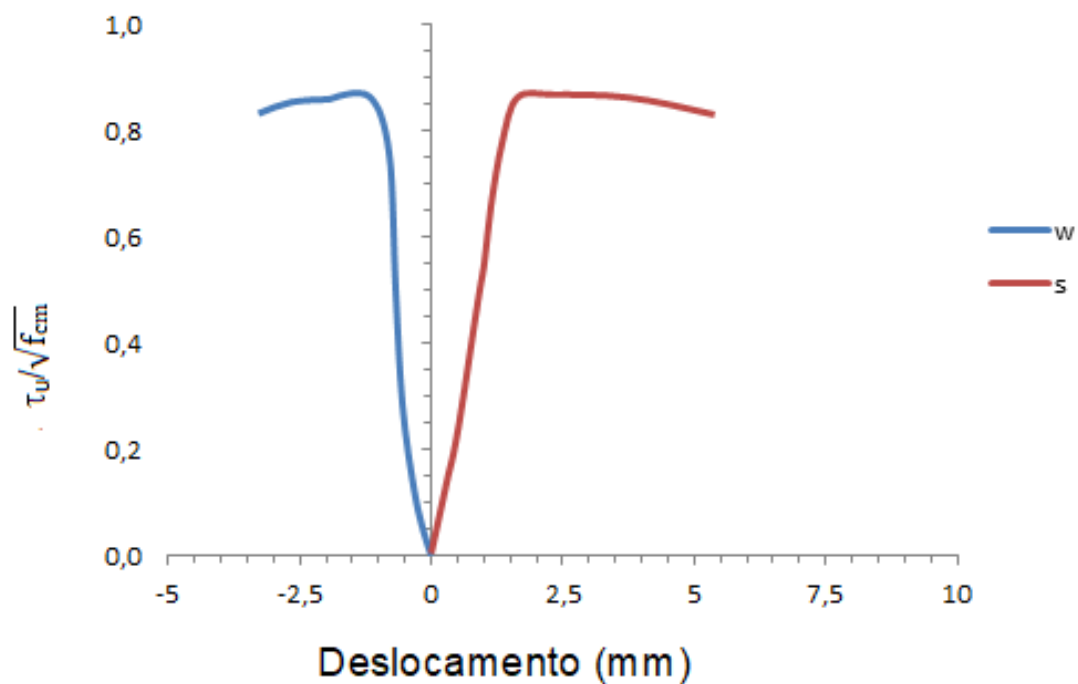


Figura 4.43 - Curva Tensão $\tau_u / \sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A2-PO-7,64

- A3-PO-7,64

A Figura 4.44 apresenta a curva de tensão vs deslocamento do Cp A3-PO-7,64.

As Figuras 4.45 e 4.46 apresentam as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} e pela raiz quadrada de f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova A3-PO-7,64 que é uma segunda réplica desses corpos de prova de alta resistência que possuem 3 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

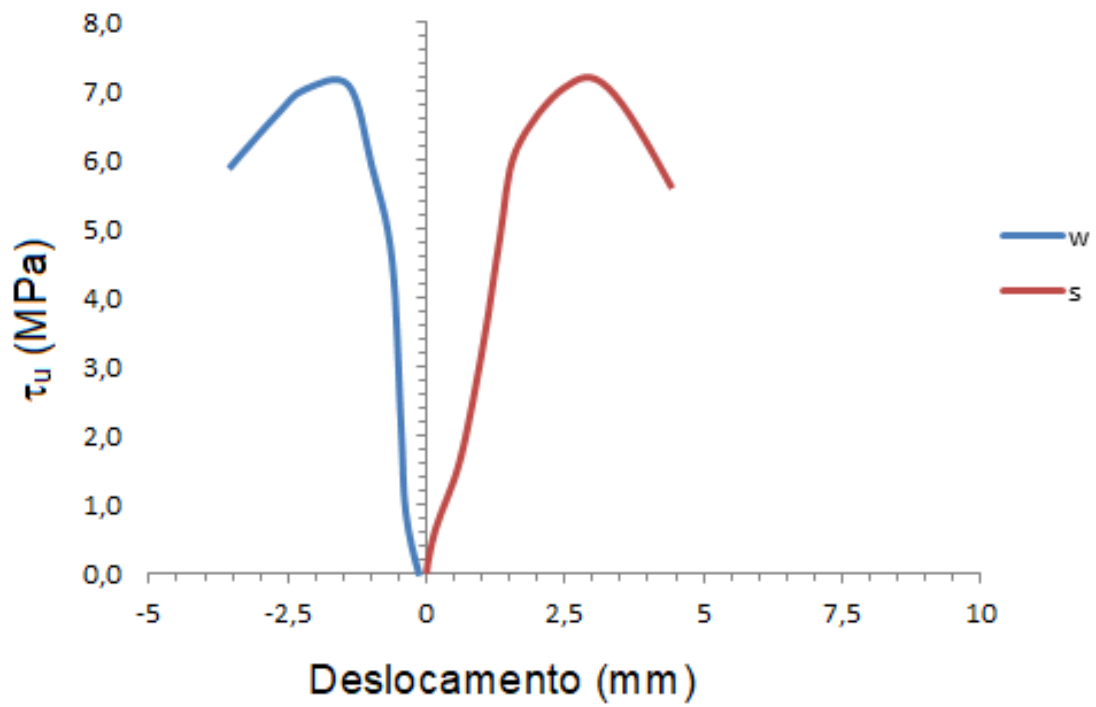


Figura 4.44– Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-7,64

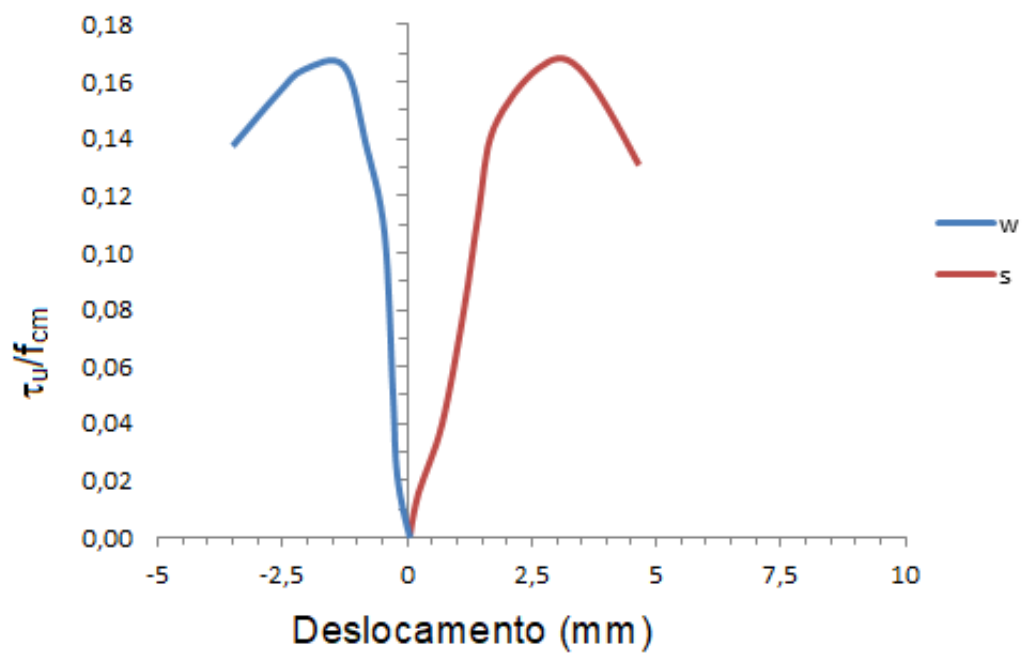


Figura 4.45 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-7,64

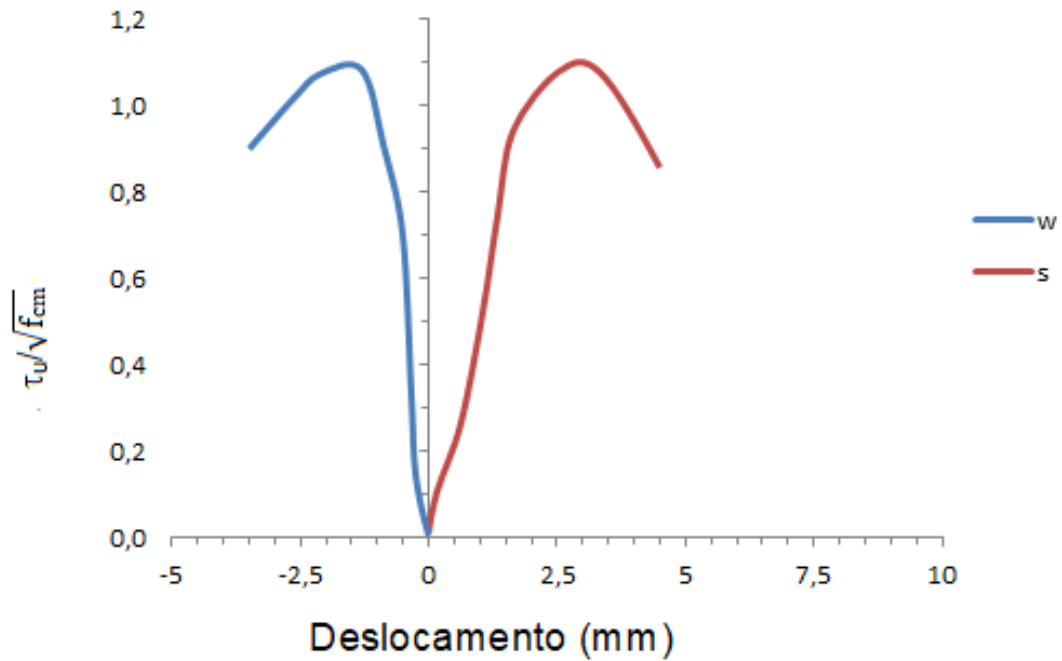


Figura 4.46 - Curva Tensão $\tau_u/\sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP A3-PO-7,64

4.2.3.2 Concretos Leves

Neste item são apresentadas as curvas referentes aos corpos de prova produzidos com concreto leve.

- **L2-PO-4,79**

A Figura 4.47 apresenta a curva de tensão vs deslocamento, já nas Figuras 4.48 e 4.49 estão apresentados as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} de cada concreto e pelo valor da raiz de cada f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova L2-PO-4,79 que possui 2 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

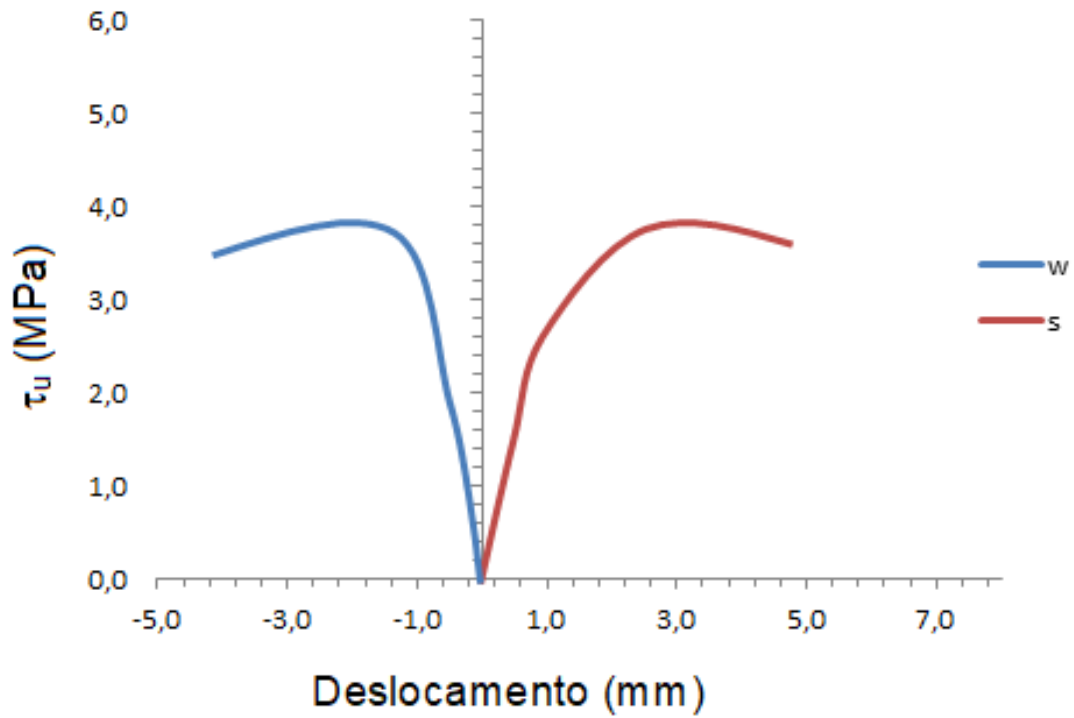


Figura 4.47 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-4,79

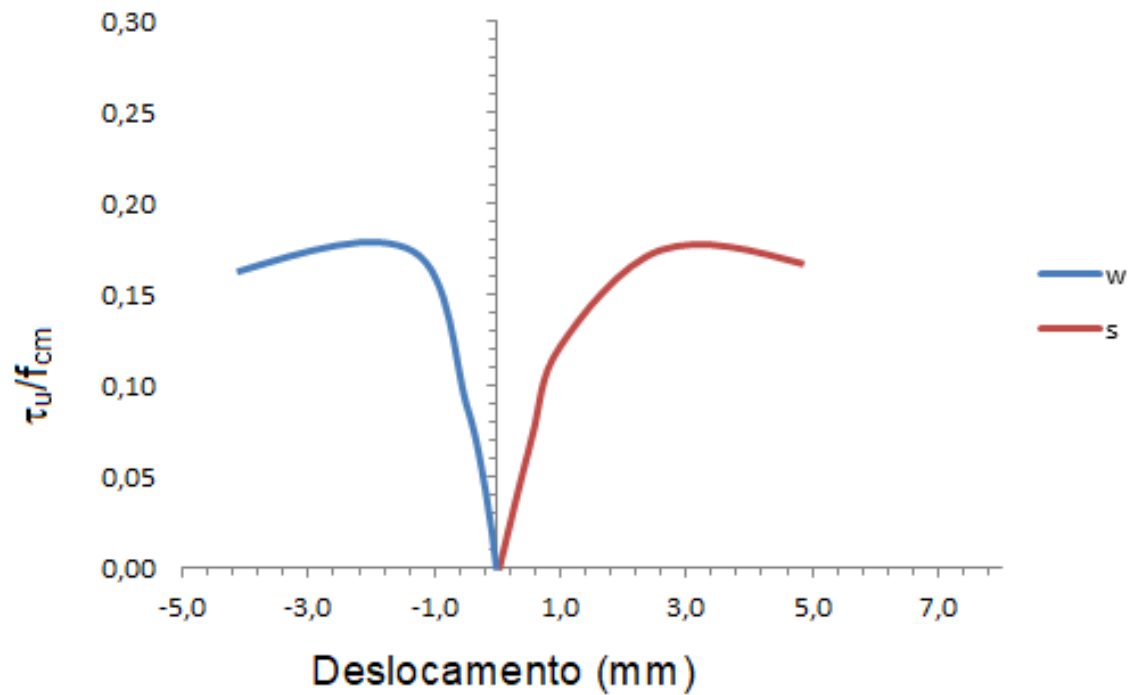


Figura 4.48 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-4,79

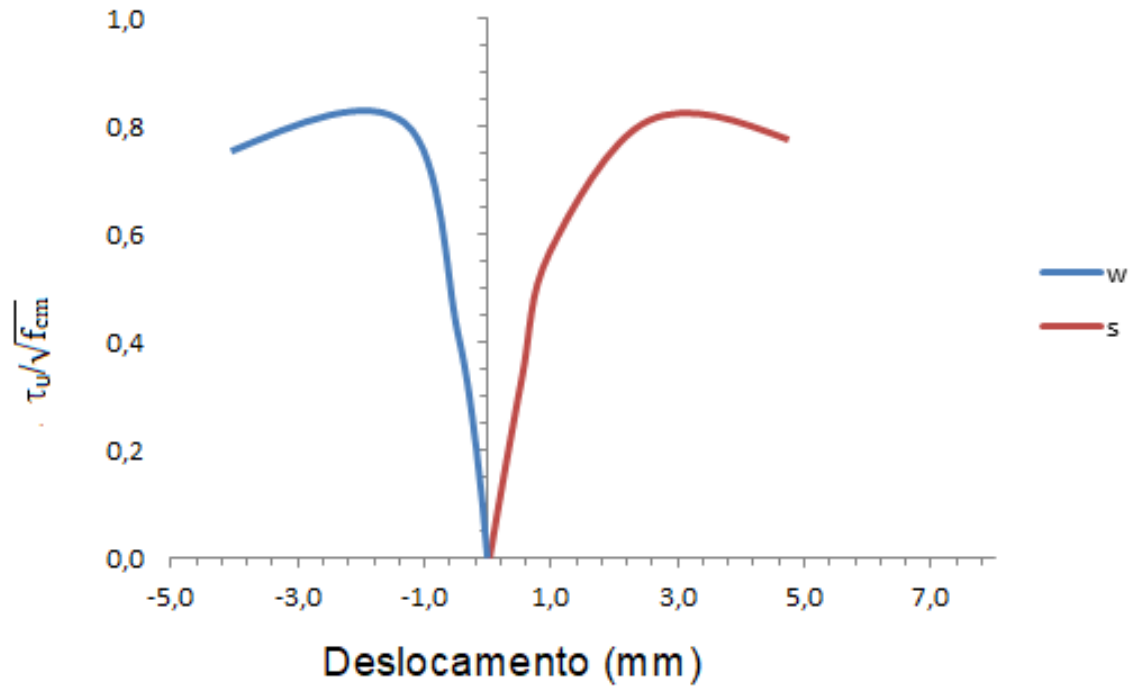


Figura 4.49 – Curva de Tensão $\tau_u/\sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-4,79

- L3-PO-4,79

A Figura 4.50 apresenta a curva de tensão vs deslocamento e nas Figuras 4.51 e 4.52 estão as curvas referentes a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} de cada concreto e pelo valor da raiz de cada f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova L3-PO-4,79, uma réplica desses corpos de prova de concreto leve que possuem 2 estribos na armadura transversal que atravessa o plano de cisalhamento.

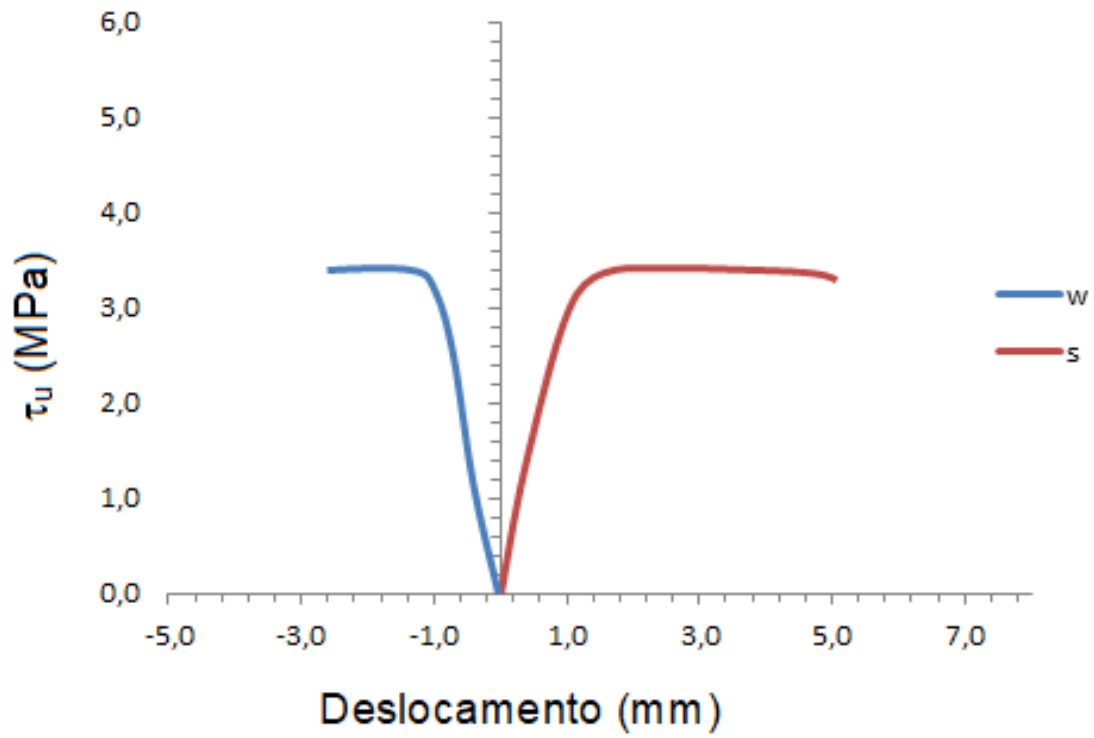


Figura 4.50 – Curva de Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-4,79

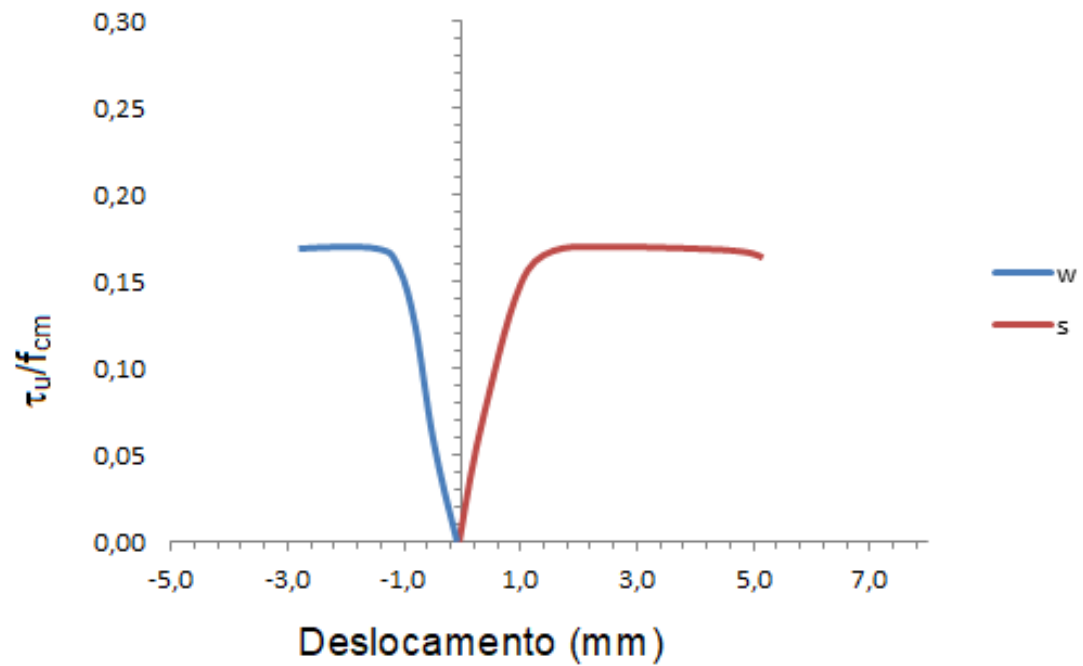


Figura 4.51 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-4,79

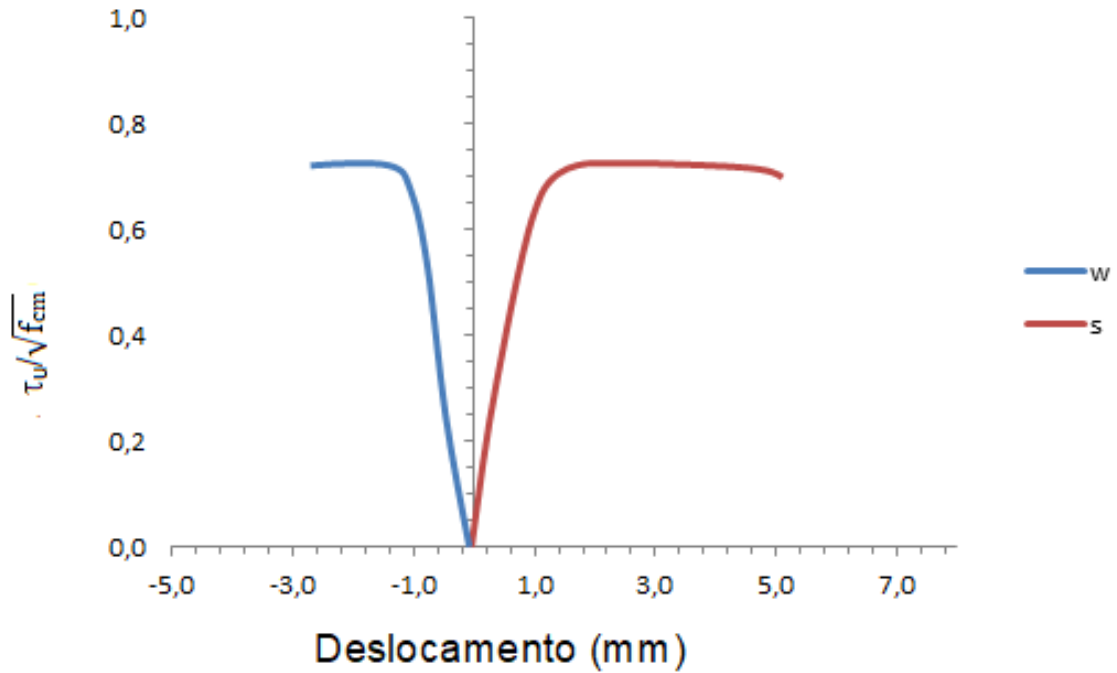


Figura 4.52 - Curva Tensão $(\sqrt{f_{cm}})$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-4,79

- L2-PO-7,64

A Figura 4.53 é a curva de tensão vs deslocamento e nas Figuras 4.54 e 4.55 estão apresentadas as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} de cada concreto e pelo valor da raiz de cada f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova L2-PO-7,64 que é produzido com concreto leve e possui 3 estribos na armadura transversal atravessando o plano de cisalhamento.

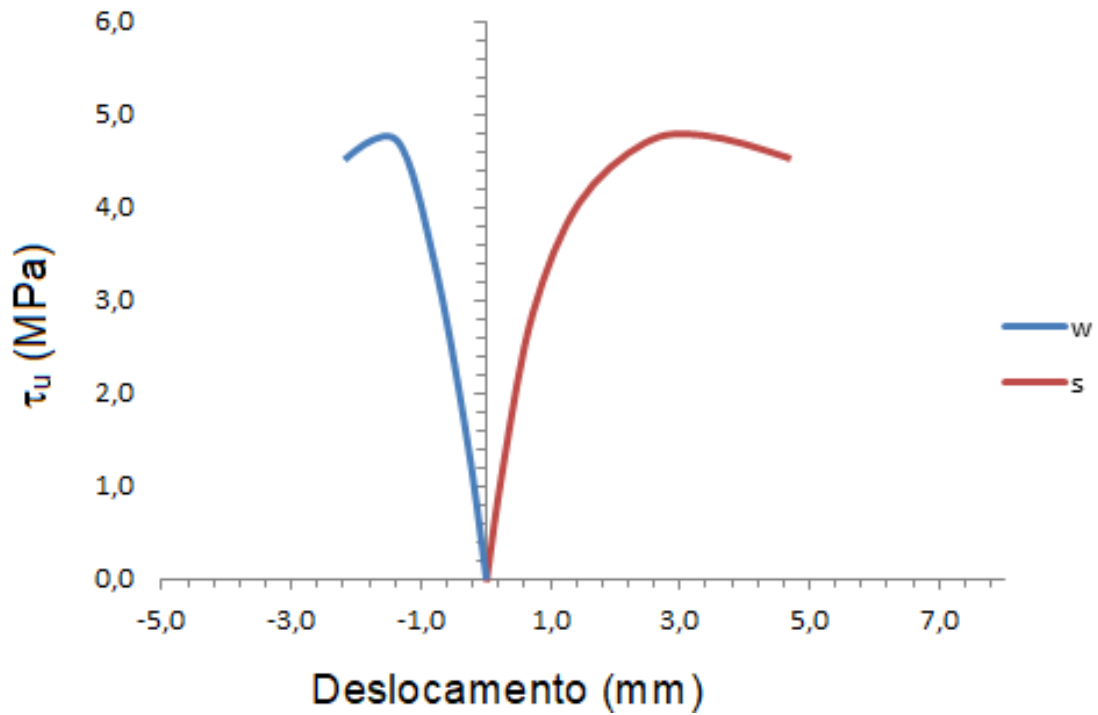


Figura 4.53 - Curva de Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-7,64

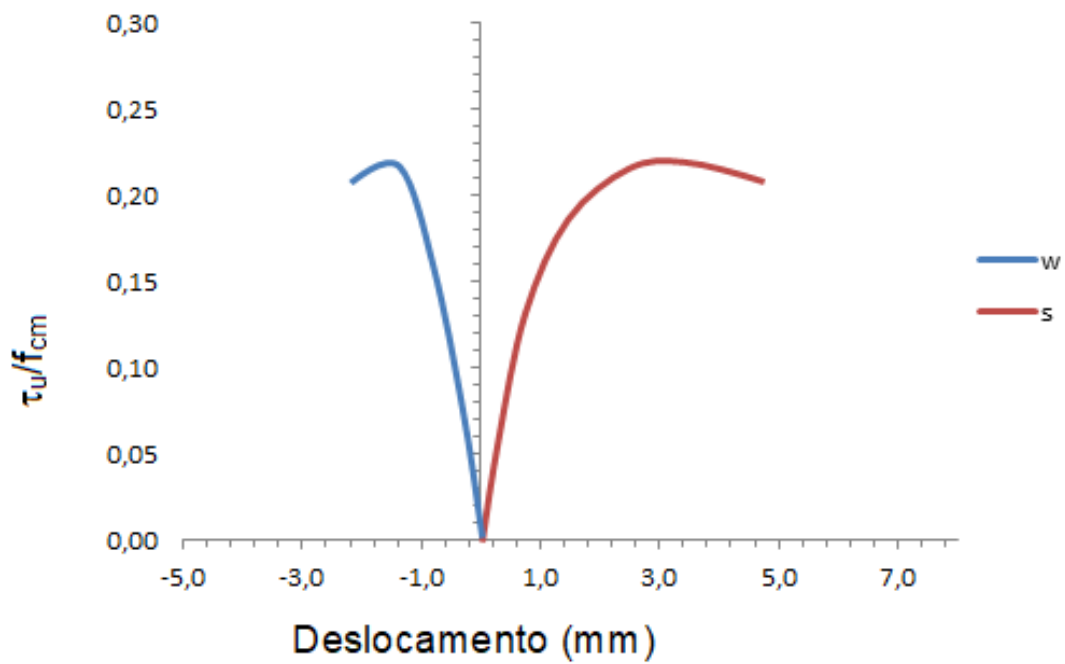


Figura 4.54 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-7,64

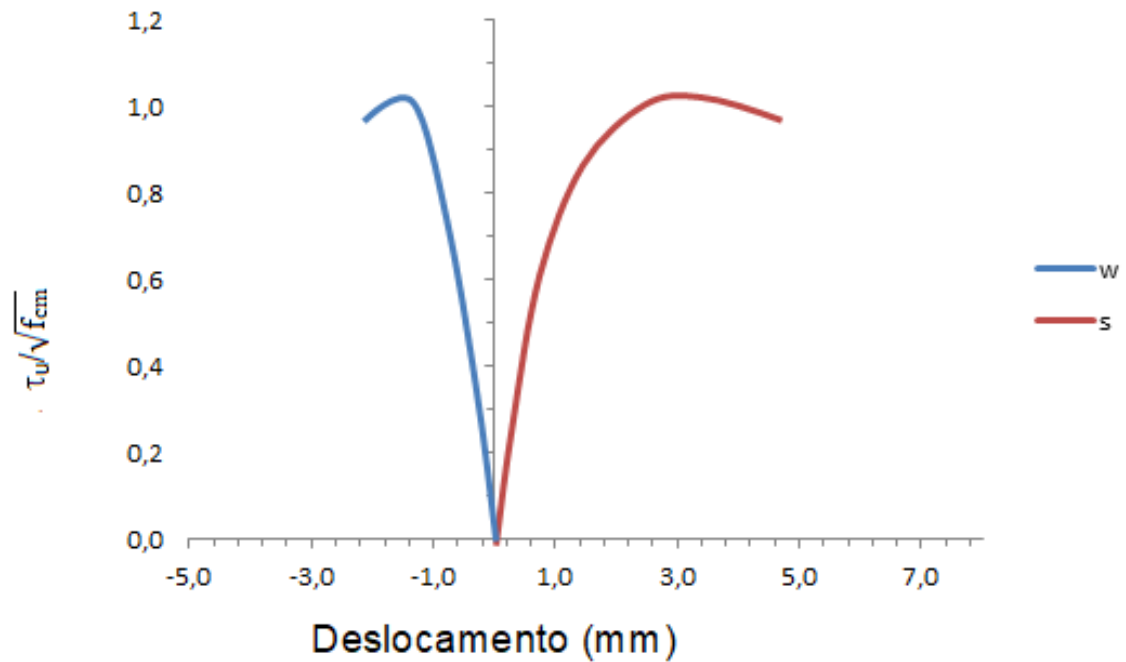


Figura 4.55 - Curva Tensão $\tau_u/\sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L2-PO-7,64

- L3-PO-7,64

A Figura 4.56 representa a curva de tensão vs deslocamento e nas Figuras 4.57 e 4.58 estão apresentadas as curvas com a tensão normalizada pelo valor de f_{cm} de cada concreto e pelo valor da raiz de cada f_{cm} , respectivamente.

Cada um desses gráficos é referente ao corpo de prova L3-PO-7,64 que é uma réplica do corpo de prova de produzido com concreto leve e que possui 3 estribos na armadura transversal atravessando o plano de cisalhamento.

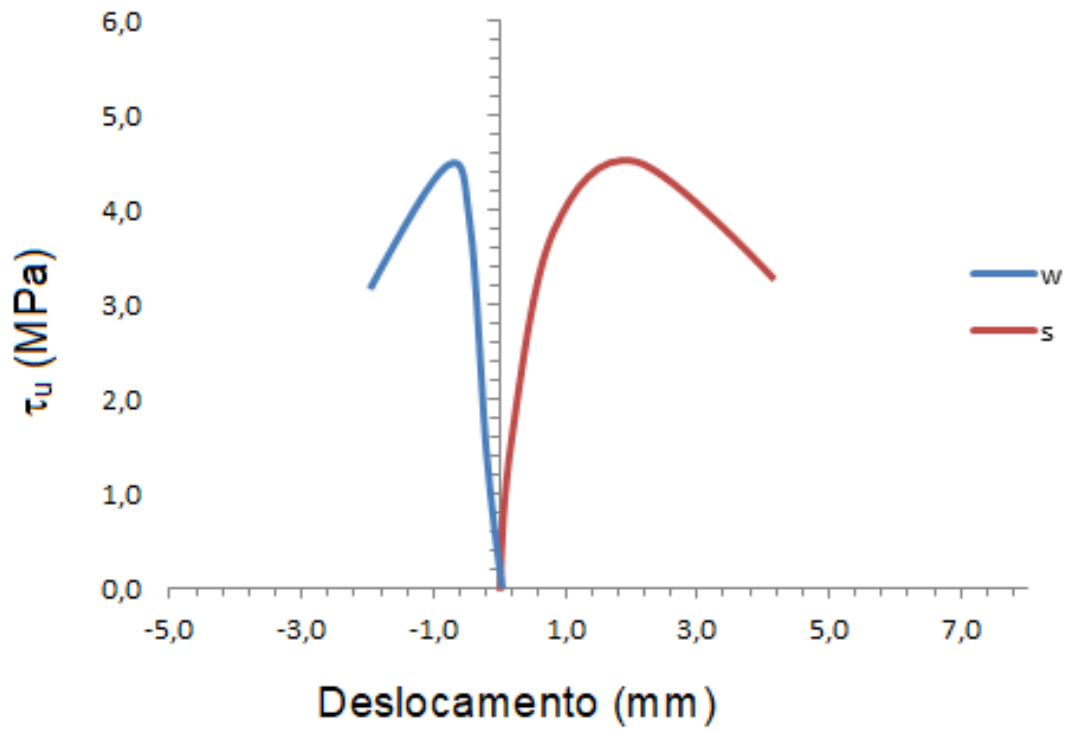


Figura 4.56 - Curva Tensão vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-7,64

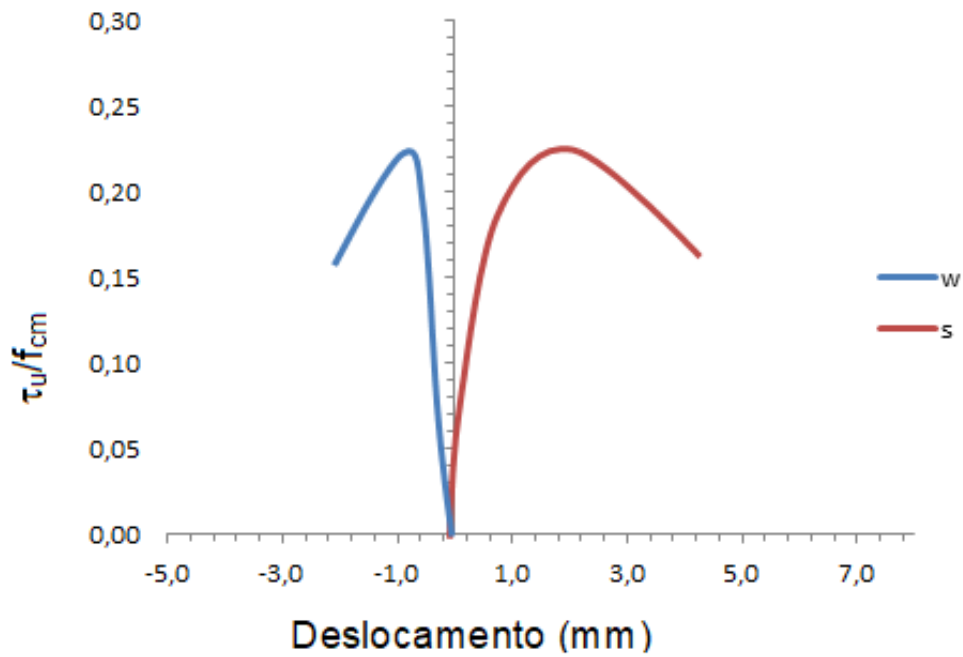


Figura 4.57 - Curva Tensão/ f_{cm} vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-7,64

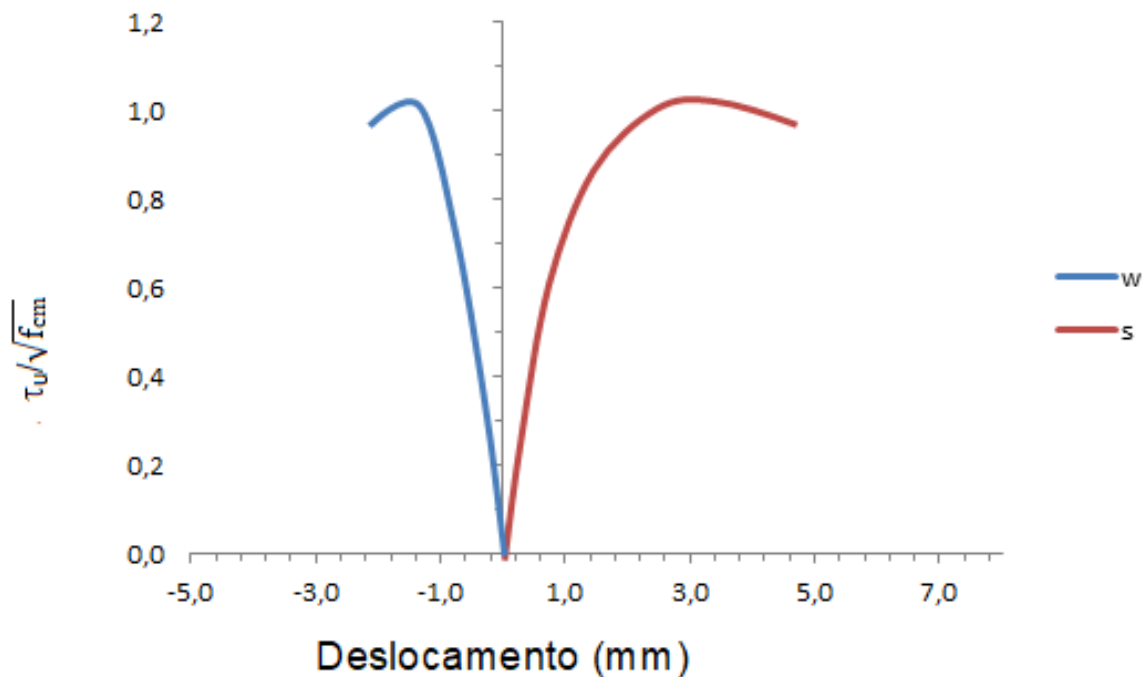


Figura 4.58 - Curva Tensão $\tau_u/\sqrt{f_{cm}}$ vs Deslocamento vertical (s) e horizontal (w) do CP L3-PO-7,64

4.2.3.3 Ângulos de inclinação das curvas

Para avaliar a rigidez dos ensaios tipo *push-off* considerando a inclinação das curvas de deslocamento vertical, foi traçada uma tangente e, a partir dela, foi encontrado o ângulo de inclinação para cada um dos corpos de prova relacionados no item anterior. Esse procedimento foi realizado nas curvas $\tau/\sqrt{f_{cm}}$ vs deslocamento vertical conforme o exemplo da Figura 4.59.

A Tabela 4.4 relaciona os corpos de prova com os valores dos ângulos encontrados através da reta tangente para cada um dos corpos.

Tabela 4.4 – Tabela de ângulos por corpo de prova

Ângulo	Corpo de Prova
24,22	A1-PO-4,79
29,54	A2-PO-4,79
25,01	A3-PO-4,79
28,50	A1-PO-7,64
30,25	A2-PO-7,64

Continuação da Tabela 4.4

32,74	A3-PO-7,64
28,81	L2-PO-4,79
29,01	L3-PO-4,79
33,70	L2-PO-7,64
35,94	L3-PO-7,64

Nota-se na Tabela 4.4 que os valores obtidos estão entre $24,22^\circ$ e $35,94^\circ$. E, além disso, quando comparados os corpos de prova de 4,79 MPa com os de 7,64 MPa foi observado que, em geral, os valores de ângulos obtidos para os corpos de prova de menor tensão de confinamento transversal foram menores que os valores obtidos para os de maior tensão de confinamento transversal.

Quando comparados os valores dos corpos de prova de concreto leve com os dos corpos de prova de concreto normal de alta resistência, notou-se que os de concreto leve apresentaram maior rigidez.

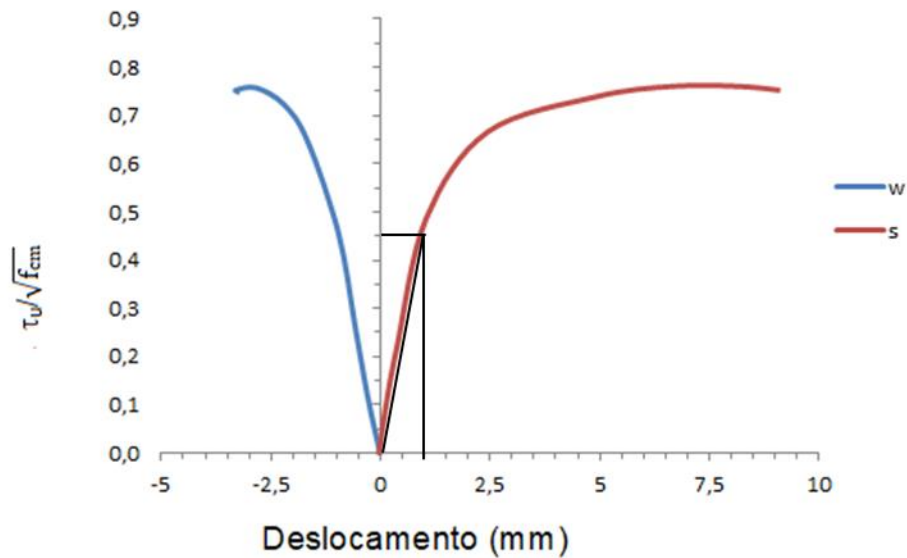


Figura 4.59 – Obtenção de ângulo através de reta tangente

CAPÍTULO V – Análise dos Resultados

5.1- Considerações Iniciais

Neste capítulo, é feita a análise dos resultados experimentais apresentados no capítulo anterior, comparando os resultados obtidos e fazendo uma análise das variáveis envolvidas na pesquisa.

Também é feita uma comparação entre os resultados de resistência ao cisalhamento obtidos experimentalmente e os calculados através de equações propostas em estudos anteriores e nas prescrições do ACI 318 (2014).

5.2- Análise do comportamento dos corpos de prova

Nas Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3, são apresentados os dados experimentais obtidos para cada série de corpos de prova estudados com valores de resistência última normalizados.

Nas Figuras 5.1 e 5.2, estão apresentadas as curvas referentes às tensões normalizadas pelos valores de f_{cm} e de $\sqrt{f_{cm}}$, respectivamente, dos concretos de alta resistência.

De mesmo modo, nas Figuras 5.3 e 5.4, estão apresentadas as curvas referentes às tensões normalizadas pelos valores de f_{cm} e de $\sqrt{f_{cm}}$, respectivamente, dos concretos leves.

Tabela 5.1 - Resultados experimentais dos concretos leves

Corpos de Prova	T_u (MPa)	f_{cm} (MPa)	$f_{c,sp}$ (MPa)	T_u / f_{cm}	$T_u / \sqrt{f_{cm}}$ ($\sqrt{\text{MPa}}$)	$\rho_v f_y$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_{cm}$	$T_u / f_{c,sp}$
L1-PO-4,79	3,86	26,3	2,2	0,15	0,75	4,79	0,18	0,56
L2-PO-4,79	5,90	27,1	2,5	0,22	1,13	4,79	0,18	0,74
L3-PO-4,79	3,44	25,2	2,7	0,14	0,68	4,79	0,19	0,40
L1-PO-7,64	5,06	26,3	2,2	0,19	0,99	7,64	0,29	0,74
L2-PO-7,64	5,25	27,1	2,5	0,19	1,01	7,64	0,28	0,66
L3-PO-7,64	7,20	25,2	2,7	0,29	1,43	7,64	0,30	0,84
L1-PO-10,20	4,91	26,3	2,2	0,19	0,96	10,20	0,39	0,72
L2-PO-10,20	5,51	27,1	2,5	0,20	1,06	10,20	0,38	0,70
L3-PO-10,20	4,51	25,2	2,7	0,18	0,90	10,20	0,41	0,52

Tabela 5.2 - Resultados experimentais dos concretos normais

Corpos de Prova	T_u (MPa)	f_{cm} (MPa)	$f_{c,sp}$ (MPa)	T_u / f_{cm}	$T_u / \sqrt{f_{cm}}$ ($\sqrt{\text{MPa}}$)	$\rho_v f_y$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_{cm}$	$T_u / f_{c,sp}$
N3-PO-4,79	3,41	38,9	3,3	0,09	0,55	4,79	0,12	0,33
N3-PO-7,64	3,86	38,9	3,3	0,10	0,62	7,64	0,20	0,38
N2-PO-10,20	5,17	43,4	4,1	0,12	0,78	10,20	0,23	0,40
N3-PO-10,20	5,18	38,9	3,3	0,13	0,83	10,20	0,26	0,51

Tabela 5.3 - Resultados experimentais dos concretos normais de alta resistência

Corpos de Prova	T_u (MPa)	f_{cm} (MPa)	$f_{c,sp}$ (MPa)	T_u / f_{cm}	$T_u / \sqrt{f_{cm}}$ ($\sqrt{\text{MPa}}$)	$\rho_v f_y$ (MPa)	$\rho_v f_y / f_{cm}$	$T_u / f_{c,sp}$
A1-PO-4,79	5,21	57,7	4,3	0,09	0,69	4,79	0,08	0,39
A2-PO-4,79	5,89	50,1	4,1	0,12	0,83	4,79	0,10	0,45
A3-PO-4,79	5,48	54,3	4,5	0,10	0,74	4,79	0,09	0,39
A1-PO-7,64	6,58	57,7	4,3	0,11	0,87	7,64	0,13	0,49
A2-PO-7,64	5,68	50,1	4,1	0,11	0,80	7,64	0,15	0,44
A3-PO-7,64	7,20	54,3	4,5	0,13	0,98	7,64	0,14	0,52
A2-PO-10,20	6,92	50,1	4,1	0,14	0,98	10,20	0,20	0,53
A3-PO-10,20	7,23	54,3	4,5	0,13	0,98	10,20	0,19	0,52

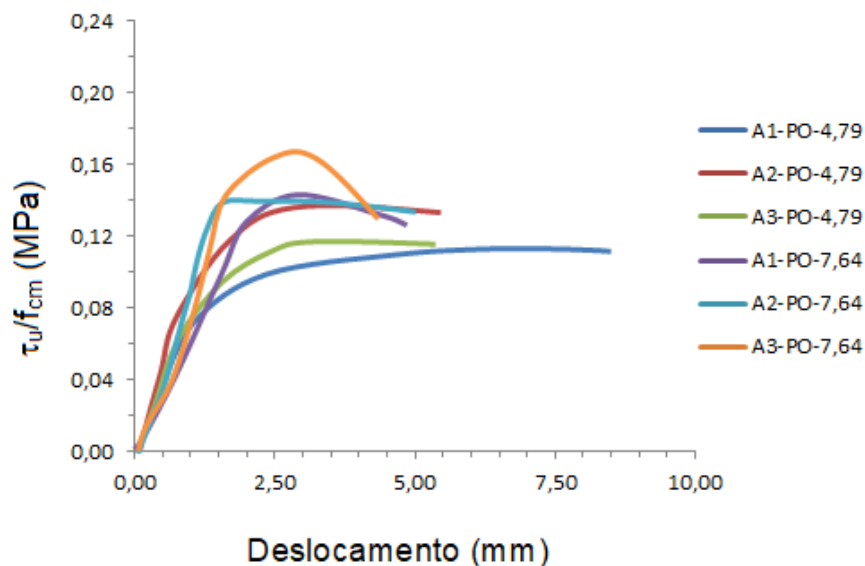


Figura 5.1 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por f_{cm} para os concretos de Alta resistência

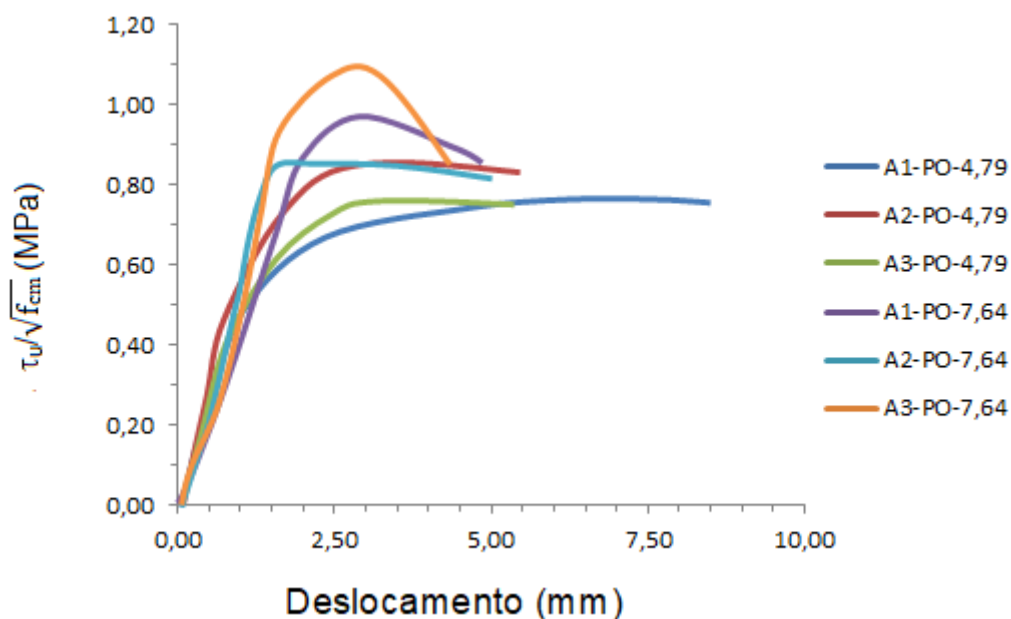


Figura 5.2 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por $\sqrt{f_{cm}}$ para os concretos de Alta resistência

A rigidez inicial pode ser observada com o começo mais “íngreme” da curva que vai tendendo a diminuir com o aumento da carga. Após atingida a tensão máxima há uma diminuição gradativa da tensão aplicada, assim como do deslocamento longitudinal.

Observa-se que, com o aumento da tensão de confinamento da armadura transversal, houve um aumento da tensão última resistida pelos corpos de prova durante os ensaios.

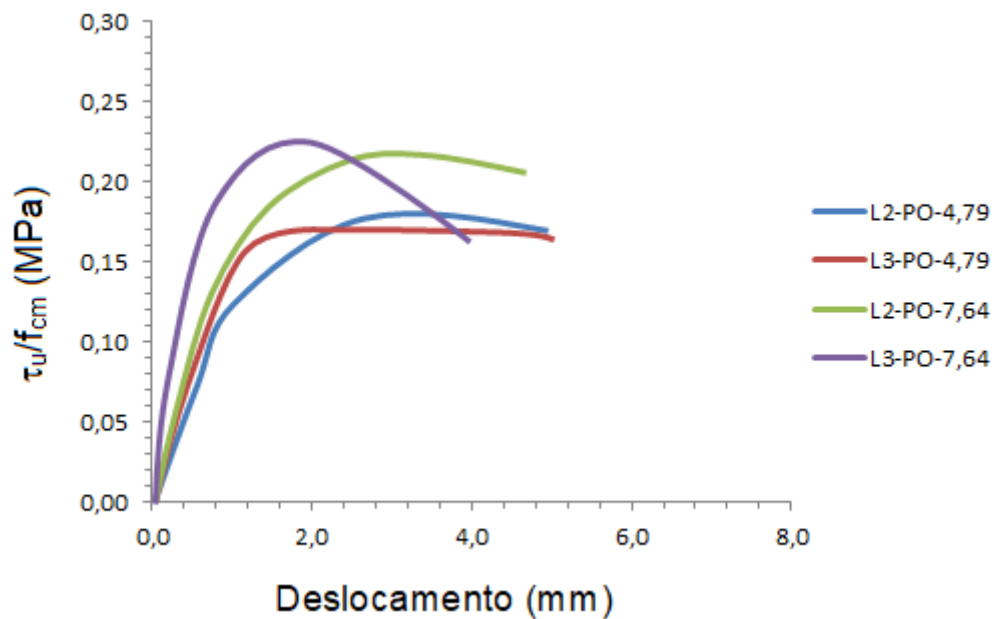


Figura 5.3 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por f_{cm} para os concretos leves

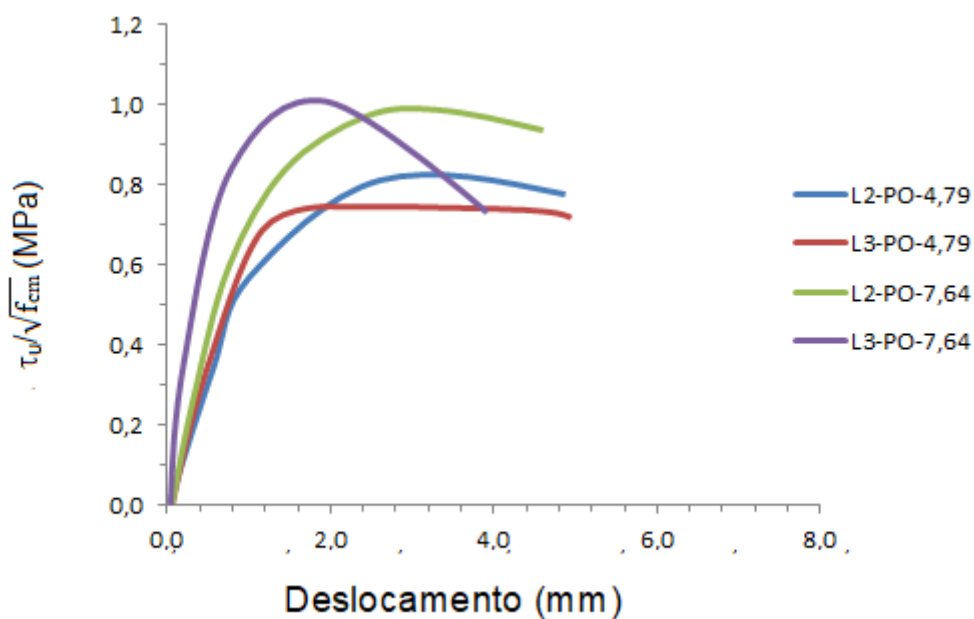


Figura 5.4 - Curvas tensão vs Deslocamento vertical normalizada por $\sqrt{f_{cm}}$ para os concretos leves

Como ocorrido nos concretos de alta resistência, notou-se que com o aumento da tensão de confinamento da armadura transversal, houve um aumento da resistência última ao cisalhamento dos corpos de prova durante os ensaios.

5.3- Resistências últimas ao cisalhamento obtidas experimentalmente

Nas Figuras 5.5 a 5.6, estão representados os valores das resistências últimas médias normalizadas por f_{cm} vs tensões de confinamento normalizadas por f_{cm} e as médias das resistências últimas médias normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ vs tensões de confinamento normalizadas por f_{cm} , respectivamente. Cada ponto representa a média das réplicas consideradas, como apresentado nas Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3.

Esse procedimento foi realizado para avaliar a influência das resistências dos concretos no comportamento apresentado pelos corpos de prova na transferência de cisalhamento.

Notou-se, nesta pesquisa, que os concretos leves apresentaram maiores resistências ao cisalhamento, seguido dos de alta resistência e dos normais.

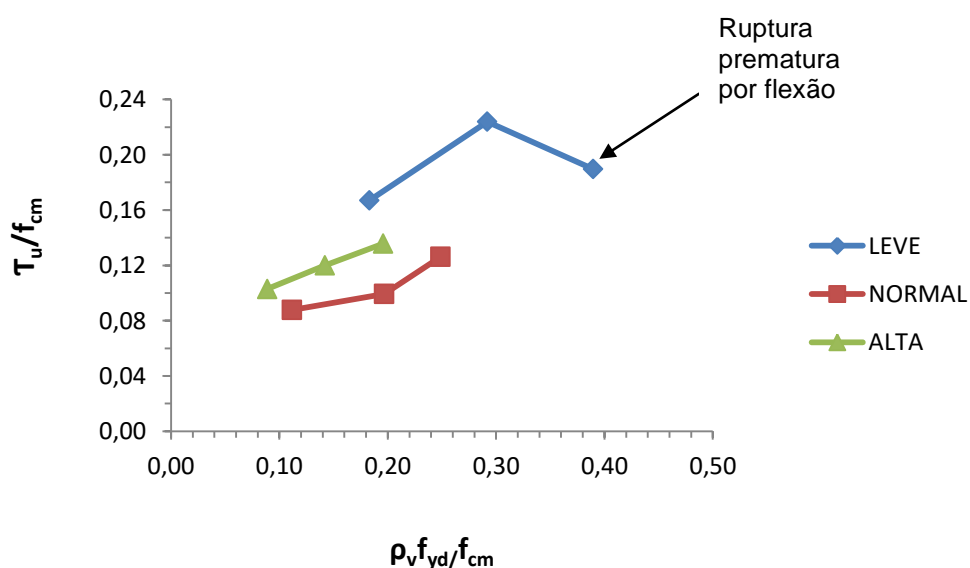


Figura 5.5 - Curva normalizada por f_{cm} para todos tipos de concreto

Nota-se que a curva de concreto leve apresentou um comportamento atípico, onde o valor de τ_u/f_{cm} decresce com a tensão de confinamento igual à 10,20 MPa. Porém, isto pode ser explicado pelo fato de que os três corpos de prova referentes a esta taxa sofreram influência de flexão nas suas rupturas.

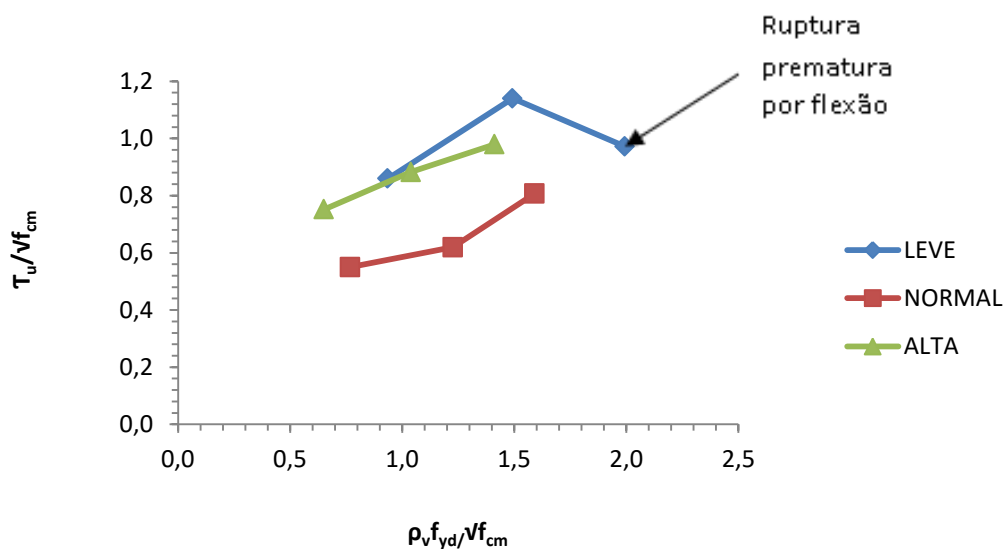


Figura 5.6 - Curva normalizada por raiz de f_{cm} para todos os tipos de concreto

5.4- Influência da resistência do concreto

A Figura 5.7 apresenta as resistências últimas médias vs resistência à compressão média do concreto para as três séries analisadas (concreto leve com $f_{cm} = 26,2$ MPa, concreto normal com $f_{cm} = 38,9$ MPa e concreto normal de alta resistência com $f_{cm} = 54,0$ MPa) para as diferentes tensões de confinamento ($\rho_v f_{yd} = 4,79$ MPa, $7,64$ MPa e $10,20$ MPa). Cada ponto apresentado nesta figura equivale à média das tensões últimas de cisalhamento obtidas para as réplicas consideradas.

Notou-se, na figura supracitada, que, diferente do esperado, todos os corpos de prova ensaiados da série normal apresentaram valores inferiores de resistência última ao cisalhamento para as mesmas taxas de confinamento.

Além disso, conforme o esperado, observou-se que, com o aumento da tensão de confinamento, houve aumento da tensão última de cisalhamento.

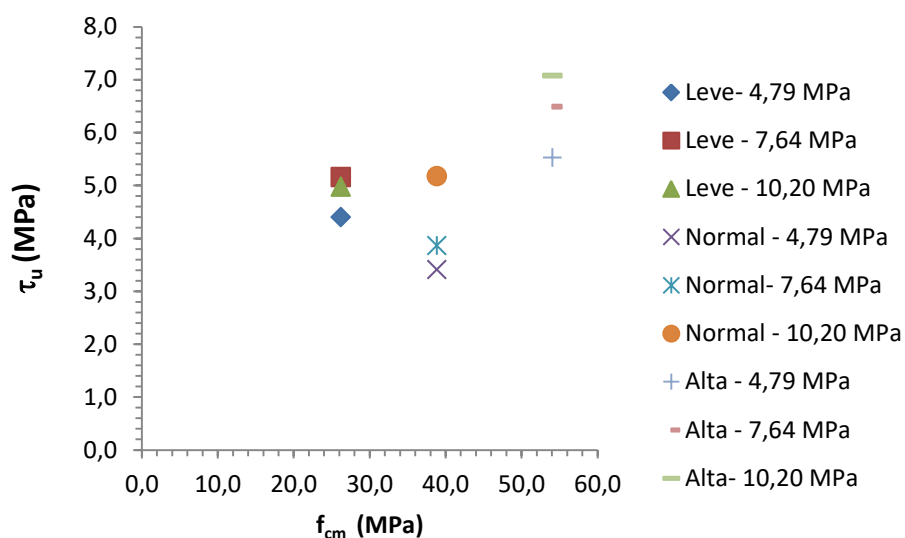


Figura 5.7 - Resistência última vs f_{cm} de acordo com as tensões de cisalhamento

5.5- Comparação das resistências últimas ao cisalhamento obtidas experimentalmente com outras equações propostas

Neste item, é feita uma comparação entre os valores de resistências últimas calculadas pela ACI 318 (2014) e por equações propostas por diferentes pesquisadores em estudos anteriores.

A Tabela 5.4 apresenta os valores de Tensão última obtidos experimentalmente para cada corpo de prova deste ensaio e os valores calculados pelas expressões propostas por diferentes estudos.

Tabela 5.4 - Resistência última experimental e calculada por diferentes estudos anteriores

Corpo de prova	τ_u	Mattock <i>et al.</i> (1976)	Raths (1977)	Emiko <i>et al.</i> (2011)	Mattock (2001)	Mansur (2008)
L1-PO-4,79	3,87	5,53	5,79	4,71	-	-
L2-PO-4,79	5,90	5,53	5,79	4,77	-	-
L3-PO-4,79	3,44	5,53	5,79	4,61	-	-
A1-PO-4,79	5,21	-	-	-	8,45	8,55
A2-PO-4,79	5,89	-	-	-	7,84	8,06
A3-PO-4,79	5,48	-	-	-	8,18	8,33
N3-PO-4,79	3,41	-	6,81	-	6,94	7,27
L1-PO-7,64	5,06	7,81	7,31	5,65	-	-
L2-PO-7,64	5,25	7,81	7,31	5,71	-	-
L3-PO-7,64	7,20	7,81	7,31	5,55	-	-
A1-PO-7,64	6,58	-	-	-	10,73	10,12
A2-PO-7,64	5,68	-	-	-	10,12	9,62
A3-PO-7,64	7,20	-	-	-	10,46	9,90

Continuação da Tabela 5.4

N3-PO-7,64	3,86	-	8,60	-	9,22	8,84
L1-PO-10,20	4,91	9,86	8,44	6,49	-	-
L2-PO-10,20	5,51	9,86	8,44	6,55	-	-
L3-PO-10,20	4,51	9,86	8,44	6,40	-	-
A2-PO-10,20	6,92	-	-	-	12,17	11,03
A3-PO-10,20	7,23	-	-	-	12,51	11,31
N2-PO-10,20	5,17	-	9,93	-	11,64	10,58
N3-PO-10,20	5,18	-	9,93	-	11,27	10,25

A Tabela 5.5 apresenta a relação entre as resistências últimas experimentais e as calculadas pela ACI 318 (2014).

Observou-se que, para concretos leves com tensão de confinamento de 4,79 MPa, a resistência média experimental foi 80 % superior à calculada pela ACI 318 (2014). Para o mesmo concreto com tensão de confinamento de 7,64 MPa, a média diminuiu para 50%. No caso dos corpos de prova com tensão de confinamento de 10,20 MPa, a ruptura dos mesmos foi fortemente influenciada por flexão, resultando em valores inferiores aos esperados para estes ensaios.

Para o concreto de alta resistência com tensão de confinamento de 4,79 MPa, a relação da resistência experimental com a calculada pelo ACI 318 (2014) foi 92 % superior. Para este concreto com tensão de confinamento de 7,64 MPa, essa relação diminuiu para 42 % e, para a tensão de confinamento de 10,20 MPa, onde houve influência prematura de flexão, a mesma relação diminuiu para 16 %.

No caso do concreto normal com tensão de confinamento de 4,79 MPa, considerando apenas um corpo de prova, a resistência última experimental foi 19% superior à calculada pela ACI 318 (2014). Já para este concreto com a tensão de confinamento de 7,64 MPa, a resistência última experimental foi inferior à obtida pela ACI 318 (2014), embora, conforme mostrado na Figura 4.26, este corpo de prova não tenha tido influência de flexão. Já os corpos de prova da série normal com tensão de confinamento de 10,20 MPa tiveram influência de flexão e a resistência última média experimental foi inferior à calculada pela ACI 318 (2014).

Tabela 5.5 - Tensão última experimental e calculada pelo ACI 318 (2014)

Corpo de Prova	$\tau_{u, exp}$ (MPa)	$\tau_{u, cal}$ ACI 318 (2014)	$\frac{\tau_{u, exp}}{\tau_{u, cal}}$
L1-PO-4,79	3,86	2,44	1,58
L2-PO-4,79	5,90	2,44	2,41
L3-PO-4,79	3,44	2,44	1,41
Média			1,80
Desvio Padrão			0,54
A1-PO-4,79	5,21	2,87	1,81
A2-PO-4,79	5,89	2,87	2,05
A3-PO-4,79	5,48	2,87	1,91
Média			1,92
Desvio Padrão			0,12
N3-PO-4,79	3,41	2,87	1,19
Média			1,19
L1-PO-7,64	5,06	3,90	1,30
L2-PO-7,64	5,25	3,90	1,35
L3-PO-7,64	7,20	3,90	1,85
Média			1,50
Desvio Padrão			0,30
A1-PO-7,64	6,58	4,58	1,44
A2-PO-7,64	5,68	4,58	1,24
A3-PO-7,64	7,20	4,58	1,57
Média			1,42
Desvio Padrão			0,17
N3-PO-7,64	3,86	4,58	0,84
Média			0,84
L1-PO-10,20	4,91	5,20	0,94
L2-PO-10,20	5,51	5,20	1,06
L3-PO-10,20	4,51	5,20	0,87
Média			0,96
Desvio Padrão			0,10
A2-PO-10,20	6,92	6,12	1,13
A3-PO-10,20	7,23	6,12	1,18
Média			1,16
Desvio Padrão			0,03
N2-PO-10,20	5,17	6,12	0,84
N3-PO-10,20	5,18	6,12	0,85
Média			0,85
Desvio Padrão			0,00

Os corpos de prova que sofreram qualquer influência de flexão e que estão relacionados na Tabela 4.3 foram excluídos dos dados para a obtenção da Figura 5.14 e da Tabela 5.6.

Na Figura 5.8, estão apresentados os valores de τ_u experimentais divididos por τ_u calculado pela aproximação tri-linear proposta por Mansur *et al.* (2008) através das equações (2.12), (2.13) e (2.14), para os resultados obtidos em estudos anteriores apresentados no item 2.6 do capítulo II e os resultados desta pesquisa.

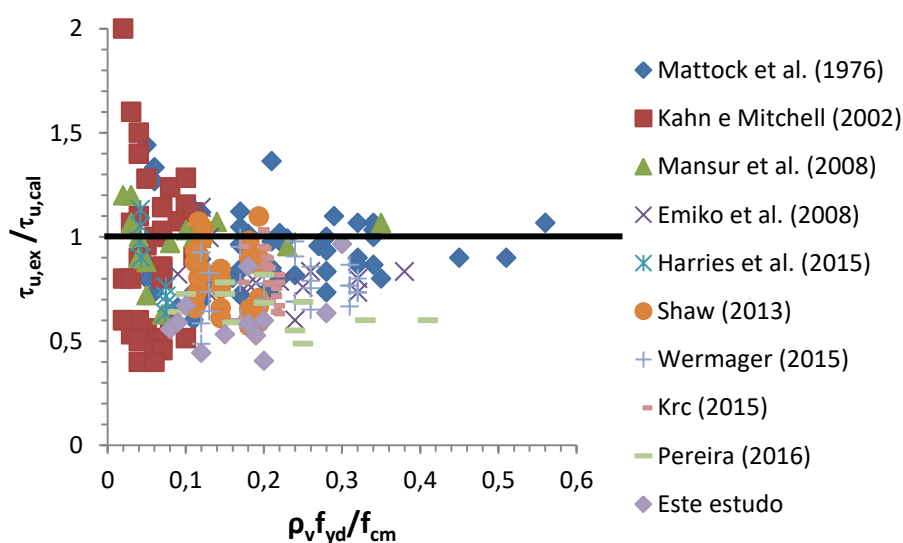


Figura 5.8 - Valores conforme aproximação tri-linear de Mansur (2008)

Foi inserida uma linha horizontal que corta o eixo em $\tau_{u,exp}/\tau_{u,cal} = 1$, que é o valor ótimo, onde os valores experimentais se equivalem aos valores calculados pelas equações. Os pontos mais próximos da linha são referentes aos valores cujos dados experimentais e teóricos se aproximam uns dos outros.

A Tabela 5.6 apresenta os resultados estatísticos (média, desvio padrão e coeficiente de variação) dos valores plotados na Figura 5.8.

Tabela 5.6 - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos Valores da Figura 5.8

Estudo	Média de $\tau_{u,exp} / \tau_{u,cal}$	Desvio padrão	Coeficiente de variação (%)
Mattock <i>et al.</i> (1976)	0,92	0,18	19,57
Kahn e Mitchell (2002)	0,87	0,43	49,43
Mansur <i>et al.</i> (2008)	0,99	0,36	36,36
Emiko <i>et al.</i> (2011)	0,79	0,13	16,46
Harries <i>et al.</i> (2012)	0,81	0,18	22,22
Shaw (2013)	0,81	0,15	18,52
Wermager (2015)	0,77	0,12	15,58
Krc (2015)	0,82	0,13	15,85
Pereira (2016)	0,65	0,10	15,38
Este estudo	0,63	0,16	25,40

Nota-se na Tabela 5.6 que todos os valores médios de $\tau_{u,exp}/\tau_{u,cal}$ são menores do que 1, mostrando que os valores calculados pela aproximação tri-linear de Mansur (2008) são maiores que seus valores experimentais correspondentes. Sendo assim, esta aproximação se mostra ineficaz para uso.

Com o intuito de propor um novo modelo tri-linear, foram avaliados estes resultados experimentais de acordo com os limites de $\rho_v f_{yd}/f_{cm}$ estabelecidos por Mansur *et al.* (2008) nas Equações (2.12), (2.13) e (2.14).

O modelo proposto foi estabelecido com as curvas de melhores ajustes para os limites estabelecidos, conforme Figura 5.9, e foi desenvolvida uma nova aproximação tri-linear apresentada nas equações que se seguem.

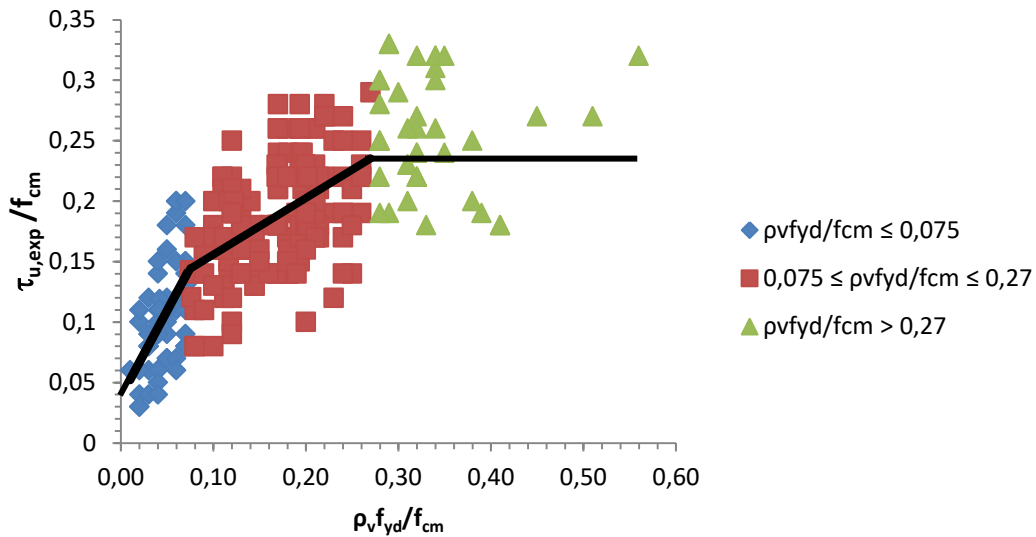


Figura 5.9 - Valores experimentais para desenvolvimento de nova aproximação tri-linear

Para valores de $\rho_v f_{yd}/f_{cm} \leq 0,075$ utiliza-se a equação:

$$\frac{\tau_u}{f_{cm}} = 1,4259 \frac{\rho_v f_{yd}}{f_{cm}} + 0,0377 \quad (5.1)$$

Já para valores de $0,075 \leq \rho_v f_{yd}/f_{cm} \leq 0,27$ utiliza-se a equação:

$$\frac{\tau_u}{f_{cm}} = 0,0154 \frac{\rho_v f_{yd}}{f_{cm}} + 0,2491 \quad (5.2)$$

Por fim, para valores de $\rho_v f_{yd}/f_{cm} > 0,27$ utiliza-se a equação:

$$\frac{\tau_u}{f_{cm}} = 0,24 \quad (5.3)$$

De mesmo modo que na Figura 5.8, na Figura 5.10 estão apresentados os valores de $\tau_{u,exp}/\tau_{u,cal}$ pela aproximação tri-linear desenvolvida neste estudo, para os resultados obtidos em estudos anteriores apresentados no item 2.6 do capítulo II e os resultados desta pesquisa.

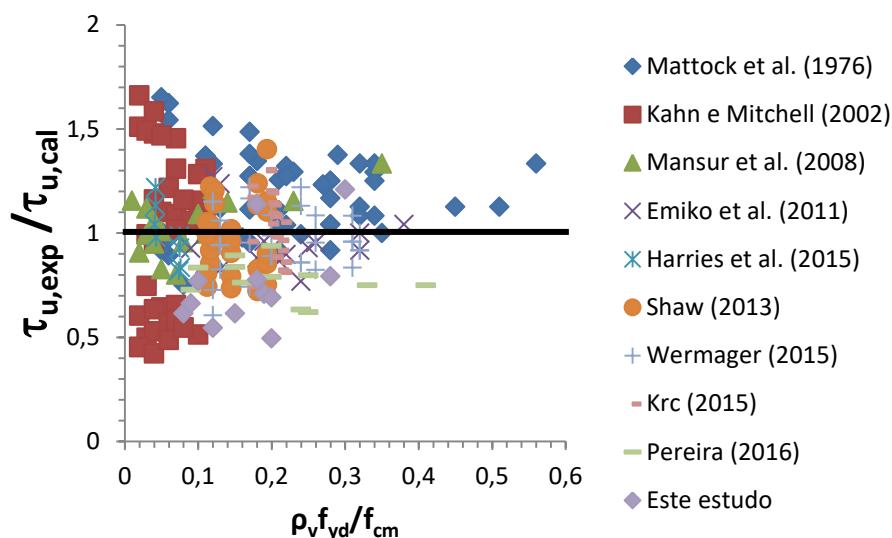


Figura 5.10 - Valores conforme nova aproximação tri-linear proposta

A Tabela 5.7 apresenta os resultados estatísticos (média, desvio padrão e coeficiente de variação) dos valores, de acordo com a nova aproximação tri-linear proposta nas Equações (5.1), (5.2) e (5.3).

Tabela 5.7 - - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos Valores da Figura 5.10

Estudo	Média de $\tau_{u, exp} / \tau_{u, cal}$	Desvio padrão	Coeficiente de variação (%)
Mattock <i>et al.</i> (1976)	1,17	0,22	18,51
Kahn e Mitchell (2002)	0,95	0,39	40,86
Mansur <i>et al.</i> (2008)	1,06	0,13	12,51
Emiko <i>et al.</i> (2011)	0,96	0,14	14,76
Harries <i>et al.</i> (2012)	0,97	0,14	14,16
Shaw (2013)	0,97	0,18	18,23
Wermager (2015)	0,96	0,15	15,08
Krc (2015)	1,04	0,16	15,46
Pereira (2016)	0,77	0,09	12,12
Este estudo	0,77	0,22	28,39

Através da análise das Figuras 5.8 e 5.10 e das Tabelas 5.6 e 5.7, observa-se que o novo modelo tri-linear proposto nesta pesquisa gera resultados teóricos mais próximos dos experimentais.

CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

6.1- Considerações Finais

Dando continuidade ao estudo realizado por Pereira (2016), este trabalho teve como objetivo aprofundar-se na avaliação da transferência de cisalhamento em concreto leve, normal e de alta resistência, para o qual foram realizados outros ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova do tipo *push-off*. Foram obtidos os valores de resistência última ao cisalhamento e suas correspondentes deformações longitudinais e transversais.

Após a avaliação dos resultados obtidos experimentalmente, foram realizadas comparações com outros modelos propostos por vários pesquisadores e com a norma do ACI 318 (2014).

Além disso, foi analisado o modelo tri-linear proposto por Mansur *et al.* (2008) e, com base neste e nos resultados experimentais descritos nesta pesquisa, foi proposto um novo modelo tri-linear. Com isso, pode-se concluir:

- ✓ Durante a análise dos resultados, pode-se perceber que, ao contrário do que foi observado em Mattock *et al.* (1976), os corpos de prova produzidos com agregado leve não apresentaram menor resistência à transferência de cisalhamento em comparação com os corpos de prova produzidos com agregado normal;
- ✓ Quanto à influência da resistência à compressão do concreto na capacidade de resistência última ao cisalhamento, pode ser observado que, na maioria dos casos, um aumento na resistência à compressão do concreto, mantendo-se constante a tensão de confinamento transversal, levou a um aumento na resistência à transferência de cisalhamento, o que também pode ser observado em Emiko *et al.* (2011), Shaw (2013) e Pereira (2016);
- ✓ No que diz respeito à taxa de armadura transversal, pode ser observado que, assim como ocorreu em Mattock *et al.* (1976), Mansur *et al.* (2008) e Pereira (2016), um aumento nessa taxa levou a um aumento na resistência à transferência de cisalhamento;

- ✓ Como resultado deste trabalho é proposto um modelo trilinear para determinar a capacidade de resistência última ao cisalhamento usando os corpos de prova do tipo *push-off*, com melhores resultados dos parâmetros estatísticos avaliados.

Por fim, é necessário ressaltar que o fato de ter ocorrido influência de flexão em alguns corpos de prova influenciou diretamente nos valores de resistência última ao cisalhamento de alguns destes corpos de prova estudados.

6.2- Sugestões para trabalhos futuros

- Realizar o estudo da transferência de cisalhamento em corpos de prova do tipo *push-off* sem pré-fissuração;
- Considerar diferentes cobrimentos da armadura;
- Realizar o estudo da capacidade última de cisalhamento em concreto leve fibroso com diversos teores de fibra.

CAPÍTULO VII – Referências Bibliográficas

- 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 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.].
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete.** (ACI 318-2014),USA.
- ALBAJAR, S. J. **The influence of aggregate fracture on the shear strength of reinforced concrete beams.** Tese (Doutorado) – Universidade de Londres. Londres. 2008.
- 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.
- ARAÚJO, D. L.; EL DEBS, M. K. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em vigas submetidas à flexão,** Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n. 17, 2001 p. 1-27.
- BASTOS, P. S. D. S., **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado à Força Cortante,** Bauru – SP (UNESP), Notas de Aula. 2017. 75p.
- 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.

CHOI H. B. *et al.* Experimental study on the shear strength of recycled aggregate concrete beams. **Magazine of Concrete Research**, February - 2010. pp. 103 - 114.

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

FERNANDES, M. R.; EL DEBS M. R. **Análise da capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 25, p.103-128, 2005.

FONTEBOA, B. G. E. A. Cortante- fricción de los hormigones reciclados. **Materiales de Construcción**, A Coruña, 2010 p. 53-67.

GARCIA G. L. S. **Taxa de armadura transversal mínima em vigas de Concreto armado**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2002.

GONÇALVES, M. S. **Análise da viabilidade técnica de utilização de resíduos de concreto oriundos da pré-fabricação como agregado graúdo para a produção de novos concretos**. Dissertação (Mestrado) -Universidade do Vale do Rio dos Sinos. São Leopoldo. 2011.

HARRIES, A. K. *et al.* Toward an Improved Understanding of Shear-Friction Behavior. **ACI Structural Journal**, 2012 p. 835-844.

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

KRC, KRISTIAN. “An investigation of shear-friction of lightweight aggregate concretes” (2015). **Masters Theses**. 7468. Disponível em: http://scholarsmine.mst.edu/masters_theses/7468

MANSUR, M. A. *et al.* 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 J Struct Div 1968.

MATTOCK, A. H. Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane. **American Concrete Institute Special Publication 42-2**, January 1974. p. 17–42.

MATTOCK, C. H. *et al.* Shear transfer in lightweight reinforced concrete. **PCI Journal**, 1976. Vol.21, nº 1 p. 20-39.

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

PEREIRA, P. S., **Avaliação da teoria atrito-cisalhamento em concreto leve e de alta resistência**. Dissertação (Mestrado) - Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes. 2016.

PCI DESIGN HANDBOOK. Pretressed Concrete Institute. Chicago, 2010.

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

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

SANTOS, P. M. D.; JÚLIO, E. N. B. S. Interface Shear Transfer on Composite Concrete Members. **ACI Structural Journal**, January-February 2014. pp. 113-121.

SHAW, D. M. "Direct shear transfer of lightweight aggregate concretes with non-monolithic interface conditions" (2013). **Masters Theses**. 5444. Disponível em: http://scholarmine.mst.edu/masters_theses/5444

SMIDERLE M. S. R. P. A. **Avaliação da durabilidade e propriedades mecânicas de concretos expostos ao ataque ácido por vinhoto**. Dissertação (Mestrado) - Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense. Campos dos Goytacazes. 2016.

WALRAVEN J.; REINHARDT, H. **Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading**. HERON, Departamento de Engenharia Civil, Delft University of Technology, vol 26. 1981.

WALRAVEN J.*et al.* Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. **PCI Journal**. 1987 p. 66-84.

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

WERMAGER L. S. "Shear-friction of sand-lightweight clay and slate aggregate concretes with varied reinforcement ratios" (2015). **Masters Theses**. 7485. Disponível em:http://scholarsmine.mst.edu/masters_theses/7485

XIAO J.; LI Z.; LI J. Shear transfer across a crack in high-strength concrete after elevated temperatures. **Construction and Building Materials** 71 (2014) p 472-483.

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.