

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

**Estudo dos mecanismos de transferência de tensões  
de cisalhamento em concreto fissurado com e sem  
reforço de fibras de aço: uma análise exploratória**

**Bárbara Gomes Martins**

D0136E16  
GOIÂNIA  
2016

---

**TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR  
VERSÕES ELETRÔNICAS DE TESES E DISSERTAÇÕES  
NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG**

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), regulamentada pela Resolução CEPEC nº 832/2007, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou *download*, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

**1. Identificação do material bibliográfico:**      **Dissertação**      **Tese**

**2. Identificação da Tese ou Dissertação:**

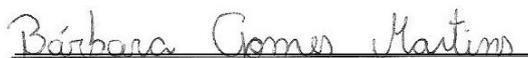
Nome completo do autor: Bárbara Gomes Martins

Título do trabalho: Estudo dos mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento em concreto fissurado com e sem reforço de fibras de aço: uma análise exploratória

**3. Informações de acesso ao documento:**

Concorda com a liberação total do documento  SIM      NÃO<sup>1</sup>

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



Assinatura do(a) autor(a)<sup>2</sup>

Ciente e de acordo:



Assinatura do orientador<sup>2</sup>

Data: 09 / 10 / 2017

---

<sup>1</sup> Neste caso o documento será embargado por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Os dados do documento não serão disponibilizados durante o período de embargo.

Casos de embargo:

- Solicitação de registro de patente;
- Submissão de artigo em revista científica;
- Publicação como capítulo de livro;
- Publicação da dissertação/tese em livro.

<sup>2</sup> A assinatura deve ser escaneada.

Bárbara Gomes Martins

**Estudo dos mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento em concreto fissurado com e sem reforço de fibras de aço: uma análise exploratória**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Mecânica das Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo

Co-Orientador: Prof. Dr. Vladimir Guilherme Haach (USP/SC)

D0136E16  
GOIÂNIA  
2016

**Ficha catalográfica elaborada automaticamente com os dados  
fornecidos pelo (a) autor, sob orientação do Sibi/UFG**

Martins, Bárbara Gomes.

Estudo dos Mecanismos de Transferência de Tensões de Cisalhamento em Concreto Fissurado com e sem Reforço de Fibras de Aço: Uma Análise Exploratória [manuscrito] / Bárbara Gomes Martins. - 2016.

CLII, 152 f.

Orientador: Prof<sup>o</sup>. Daniel de Lima Araújo, Dr.; co-orientador: Prof<sup>o</sup>. Vladimir Guilherme Haach, Dr.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Goiânia, 2016.

Bibliografia. Apêndice.

Inclui siglas, fotografias, abreviaturas, símbolos, gráficos, tabelas, lista de figuras, lista de tabelas.

Apêndices.

1. Concreto reforçado com fibras de aço. 2. Cisalhamento.  
3. Intertravamento dos agregados. I. Título.

Ata de Nº 0136 da sessão de julgamento da  
Dissertação da aluna Bárbara Gomes Martins  
da área de concentração Mecânica das  
Estruturas do PPG em Geotecnia, Estruturas e  
Construção Civil.

Aos 28 dias do mês de julho de 2016, às 13h00, na sala Caryocar, Bloco A, 2º andar, Escola de Engenharia Elétrica, Mecânica e de Computação da Universidade Federal de Goiás, reuniu-se a banca examinadora designada na forma regimental pela Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil para julgar a Dissertação intitulada "**Estudo dos Mecanismos de Transferência de Tensões de Cisalhamento em Concreto Fissurado com e sem Reforço de Fibras de Aço: Uma Análise Exploratória**", apresentada pela aluna **Bárbara Gomes Martins**, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de MESTRE, área de concentração Mecânica das Estruturas. A Banca Examinadora foi Presidida pelo Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo (GECON/UFG), tendo como membros o Prof. Dr. José Júlio de Cerqueira Pituba (GECON/UFG) e a Prof.ª Dr.ª Maria Cristina Vidigal de Lima (FECIV/UFU). Aberta a sessão pública, a candidata teve a oportunidade de expor o trabalho. Após a exposição, a aluna foi arguida oralmente pelos membros da Banca, os quais concluíram pelos seguintes resultados:

Membro	Instituição	Função	Resultado
Daniel de Lima Araújo	GECON/UFG	Presidente	<u>Aprovada</u>
José Júlio de Cerqueira Pituba	GECON/UFG	Examinador Interno	<u>Aprovado</u>
Maria Cristina Vidigal de Lima	FECIV/UFU	Examinadora Externa	<u>Aprovada</u>

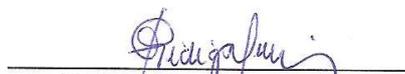
Tendo demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema de sua Dissertação, a Banca Examinadora concluiu pela **aprovação** da candidata **sem restrições**.

Não tendo demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema de sua Dissertação, a Banca Examinadora concluiu pela **reprovação** da candidata, conforme as seguintes justificativas:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Nos termos do Regulamento Geral dos Cursos de Pós-Graduação desta Universidade, foi lavrada a presente ata que, lida e julgada conforme, segue assinada pelos membros da **Banca Examinadora** e pela **candidata**.

  
José Júlio de Cerqueira Pituba  
PPG-GECON/UFG

  
Maria Cristina Vidigal de Lima  
FECIV/UFU

  
Daniel de Lima Araújo  
PPG-GECON/UFG

Candidata: Bárbara Gomes Martins Bárbara Gomes Martins

## AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Iran e Mara Núbia, por me proporcionarem todas as condições que me permitiram chegar até aqui, pelo incentivo, pela sabedoria, pelos conselhos e, o mais importante, pelo amor incondicional.

Agradeço aos colegas de mestrado, ao laboratorista Vitor Lopes pela força de vontade durante a parte experimental e à todos os professores do programa de pós graduação GECON.

Agradeço ao professor Daniel pela grande sabedoria, dedicação e paciência no desenvolvimento dessa dissertação e ao professor Vladimir pelas sugestões durante o andamento do trabalho.

Agradeço à empresa Bekaert pela doação das fibras de aço, à empresa Votorantim pela doação do cimento, à empresa Mold pela doação do aditivo superplastificante e à empresa Britagran pela doação do agregado graúdo.

Por último, agradeço ao CNPq pelo financiamento da pesquisa por meio da Chamada Pública MCTI/CNPq/MEC/Capes - Ação Transversal nº06/2011 – Casadinho/Procad e também à CAPES pelo financiamento da bolsa de estudos.

## RESUMO

O concreto reforçado com fibras de aço tem sido bastante utilizado em peças de concreto a fim de melhorar suas propriedades mecânicas. Nesta pesquisa, é realizada uma análise experimental exploratória a fim de avaliar a contribuição das fibras de aço na resistência ao cisalhamento do concreto. É desenvolvida uma metodologia para avaliação da resistência ao cisalhamento direto e à tração direta do concreto, bem como para avaliação do mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento por meio do intertravamento dos agregados. A partir dos ensaios, é avaliada a influência das fibras de aço no mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento por meio do intertravamento dos agregados em planos pré-fissurados de concreto. No desenvolvimento experimental foi utilizado concreto de média resistência (60 MPa), com agregado graúdo de 12,5 mm, variando o volume de fibras de aço em 0%, 0,5% e 1,5%. Os resultados mostraram que a metodologia desenvolvida para avaliar a resistência à tração direta funcionou, porém há a necessidade de algumas modificações na moldagem dos corpos de prova do concreto com fibras para evitar a concentração de fibras nas faces do corpo de prova, o que resultou na redução da resistência à tração do concreto. Já para o ensaio de cisalhamento direto com dois planos, os resultados mostraram que a metodologia de ensaio funcionou bem até a força máxima, mostrando uma redução da resistência ao cisalhamento do concreto quando comparado a ensaios semelhantes, porém com apoios fixos. Por fim, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em plano pré-fissurado mostraram que as fibras contribuem significativamente no efeito do intertravamento dos agregados por meio da redução da abertura da fissura e do deslizamento da interface para uma determinada tensão de cisalhamento.

**Palavras-chave:** Concreto reforçado com fibras de aço; Cisalhamento; Intertravamento dos agregados.

## ABSTRACT

The steel fiber-reinforced concrete have been widely used in concrete pieces to improve their mechanical properties. This research is performed an exploratory experimental analysis in order to assess the contribution of steel fibers in the shear strength of the concrete. A methodology for evaluation of the direct shear strength and the direct tension of the concrete is developed, as well as to evaluate the shear stress transfer mechanism by aggregate interlock. From the tests, it evaluates the influence of steel fibers in the transfer mechanism of shear stresses through the aggregate interlock pre-cracked plans of concrete. In the experimental development was used medium strength concrete (60 MPa), with 12.5 mm coarse aggregate varying the volume of steel fibers in 0%, 0.5% and 1.5%. The results showed that the methodology developed to evaluate the resistance to direct tensile work, but there needs some modification in the molding of concrete specimens with fibers to prevent the concentration of fibers in the specimen faces, which resulted in reducing the tensile strength of concrete. As for the direct shear test with two planes, the results showed that the test methodology worked well until the maximum force, showing a reduction in the shear strength of the concrete when compared to similar tests, but with fixed supports. Finally, the results of direct shear testing on pre-cracked (push-off test) showed that the fibers contribute significantly to the effect of aggregate interlock by reducing the opening of the crack and the sliding interface for a given shear stress.

**Key words:** Steel fiber-reinforced concrete; Shear; Aggregate interlock.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Esquema de concentração de tensões em um elemento de concreto sem fibras (FIGUEIREDO, 2000) .....	22
Figura 1.2: Mecanismo de reforço das fibras atuando como ponte de transferência de tensões (NUNES; AGOPYAN, 1998). .....	24
Figura 2.1 - Mecanismo de transferência de cisalhamento de vigas delgadas (KIM; PARK, 1996) .....	27
Figura 2.2 - Deformação de uma barra sujeita à força de pino (Walraven, 1981) .....	27
Figura 2.3 - Ruptura prematura da argamassa de cimento (TASSIOS; VINTZELEOU, 1987) .....	31
Figura 2.4 - Mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento em uma junta rugosa (DIVAKAR; FAFITIS, 1992) .....	32
Figura 2.5 - (a) Várias formas de fibras metálicas; (b) tipos de seções transversais e (c) fibras metálicas coladas (MACCAFERRI, 2008). .....	33
Figura 2.6 - Tipos de comportamentos para compósitos submetidos a esforços de tração direta (BALAGURU; SHAH, 1992) .....	34
Figura 2.7 - Configuração do ensaio de tração direta (BARRAGÁN, 2002) .....	39
Figura 2.8 - Acessórios do dispositivo de tração para amostras cilíndricas (VELASCO, 2008) .....	40
Figura 2.9 - Primeira geometria analisada: (a) configuração do ensaio e (b) ruptura do corpo de prova. Segunda geometria analisada: (c) início do ensaio e (d) ruptura da amostra (VELASCO, 2008) .....	40
Figura 2.10 - Desenho esquemático da geometria dos corpos de prova cilíndricos (VELASCO, 2008) .....	41
Figura 2.11 - Configuração do ensaio de resistência à tração direta (FURNAS-COPPE), para amostras cilíndricas (VELASCO, 2008) .....	42
Figura 2.12 - Aparato desenvolvido para o ensaio de tração direta (VELASCO, 2008) .....	42
Figura 2.13 - Desenho esquemático da geometria e dimensões da amostra prismática, onde as dimensões estão em mm (VELASCO, 2008) .....	43
Figura 2.14 - Configuração do ensaio de resistência à tração direta: (a) amostras prismáticas e (b) detalhe do sistema de fixação das amostras (VELASCO, 2008) .....	43

Figura 2.15 - Propriedades das amostras prismáticas e cilíndricas: (a) resistência; (b) resistência máxima pós-fissuração (c) deformação e (d) módulo de elasticidade (VELASCO, 2008).....	44
Figura 2.16 - Esquema de ensaio de flexão de quatro pontos, onde as dimensões estão em mm (DELUCE, 2011) .....	45
Figura 2.17 - Esquema de ensaio de “dog-bone”, onde as dimensões estão em mm (DELUCE, 2011) .....	46
Figura 2.18 - Esquema de ensaio de tração direta com armadura convencional, onde as dimensões estão em mm (DELUCE, 2011).....	46
Figura 2.19 - Diferentes tipos de corpos-de-prova para ensaios de cisalhamento (BARRAGÁN, 2002) .....	48
Figura 2.20 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto, onde as dimensões estão em mm (MIRSAYAH; BANTHIA, 2002).....	52
Figura 2.21 - Esquema de ensaio para os corpos-de-prova com fibras alinhadas (NUNES, 2006).....	54
Figura 2.22 - Ligação das fibras no isopor com: (a) inclinação de 90°, (b) inclinação de 60°, (c) inclinação de 30°; (d) desmoldagem da primeira metade (NUNES, 2006) .....	54
Figura 2.23 - Aparato de ensaio posicionado na prensa (NUNES, 2006) .....	54
Figura 2.24 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto em corpos de prova prismáticos, onde as dimensões estão em mm (NUNES, 2006).....	55
Figura 2.25 - Configuração dos ensaios realizados por Boulekbach <i>et al.</i> (2012).....	57
Figura 2.26 - Dimensões e armaduras dos corpos de prova utilizados, onde as dimensões estão em cm, por Paulay e Loeber (1974) .....	59
Figura 2.27 - (a) Corpo de prova carregado. (b) Arranjo dos extensômetros (vista aproximada (WALRAVEN e REINHARDT, 1981).....	60
Figura 2.28 - Geometria dos modelos testados – dimensões em mm (WALRAVEN e REINHARDT, 1981) .....	61
Figura 2.29 - Estribos e reforço adicional dos dois tipos de modelos – dimensões em mm (WALRAVEN e REINHARDT, 1981).....	62
Figura 2.30 - Esquema das placas de restrição e das barras externas de restrição nos corpos de prova (WALRAVEN e REINHARDT, 1981).....	62
Figura 2.31 - Relação entre a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ), a tensão normal ( $\sigma$ ), o deslizamento ( $\Delta$ ) e a abertura de fissura ( $w$ ) em um plano de concreto fissurado (WALRAVEN e REINHARDT, 1981) .....	63

Figura 2.32 - Fissuras para diferentes tipos de barras (WALRAVEN e REINHARDT, 1981).....	65
Figura 2.33 - Fissuração adicional esperada para o caso de barras nervuradas solicitadas por força por força de carregamento cortante (WALRAVEN e REINHARDT, 1981) .....	65
Figura 2.34 - Geometria e instrumentação realizada nos corpos de prova durante o ensaio de cisalhamento direto – dimensão em mm (SAGASETA; VOLLUM, 2011) .....	66
Figura 2.35 - Detalhamento dos corpos de prova testados: (a) PG2 e PL2; (b) PG3 e PL3; (c) PL4 – dimensão em mm (SAGASETA; VOLLUM, 2011) .....	66
Figura 2.36 - Procedimento para obter os deslocamentos da fissura (SAGASETA; VOLLUM, 2011).....	67
Figura 2.37 - (a) Corpo de prova utilizado e (b) armadura utilizada – dimensão em mm, por Echegaray-Oviedo <i>et al.</i> (2013).....	69
Figura 2.38 - Estrutura de confinamento utilizado por Echegaray-Oviedo <i>et al.</i> (2013).....	69
Figura 2.39 - (a) Situação da mola causando momento negativo e (b) situação da mola causando momento positivo (ECHEGARAY-OVIEDO <i>et al.</i> , 2013) .....	70
Figura 2.40 - (a) Instrumentação do processo de fendilhamento e (b) Instrumentação do ensaio de cisalhamento direto (ECHEGARAY-OVIEDO <i>et al.</i> , 2013).....	70
Figura 2.41 - Fotografias obtidas com o microscópio de uma das amostras: (a)antes do fendilhamento, (b) depois do fendilhamento e (c) Ruptura depois do ensaio de cisalhamento direto (ECHEGARAY-OVIEDO <i>et al.</i> , 2013) .....	71
Figura 2.42 - Estrutura geralmente observada de um plano de fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981) ....	72
Figura 2.43 - Relação tensão-deformação rígida-plástica admitida para a matriz (WALRAVEN e REINHARDT,1981).....	73
Figura 2.44 - Áreas de contato durante o deslocamento cortante (WALRAVEN e REINHARDT,1981) .....	73
Figura 2.45 - (a) Corpo de concreto fissurado, (b) plano Z de intersecção e (c) trecho representativo (WALRAVEN e REINHARDT,1981).....	73
Figura 2.46 - (a) Área de contato entre a matriz e o agregado e (b) equilíbrio de tensões (WALRAVEN e REINHARDT,1981).....	74
Figura 2.47 - Função de distribuição de probabilidade cumulativa dos círculos interceptados pelo plano da fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981) .....	75
Figura 2.48 - Intersecção dos círculos atravessados pela fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981).....	75

Figura 2.49 - Representação das três fases de contato no plano da fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981) .....	76
Figura 2.50 - Áreas de contato e para um plano fissurado de 1 mm <sup>2</sup> (WALRAVEN e REINHARDT,1981) ....	79
Figura 2.51 - Comparação entre o modelo analítico para o intertravamento dos agregados e os resultados experimentais. (a) concreto com $f_{cc}=59$ N/mm <sup>2</sup> , $D_{m\acute{a}x}=16$ mm, $p_k=0,75$ , $\mu=0,40$ e $\sigma_{pu}=65$ N/mm <sup>2</sup> . (b) concreto com $f_{cc}=33$ N/mm <sup>2</sup> , $D_{m\acute{a}x}=32$ mm, $p_k=0,75$ , $\mu=0,40$ e $\sigma_{pu}=44$ N/mm <sup>2</sup> (WALRAVEN e REINHARDT,1981) ....	80
Figura 2.52 - Relação das equações 2.0 e 2.0 para $f_c=30$ MPa .....	83
Figura 3.1 - Ensaio de tração direta em barra de aço.....	85
Figura 3.2 - Gráfico de tensão-deformação obtido no ensaio de tração direta do aço .....	86
Figura 3.3 - Curva granulométrica dos agregados: (a) areia natural; (b) areia artificial e (c) agregado graúdo ....	87
Figura 3.4 - Fibra de aço Dramix <sup>®</sup> RC65/35 .....	89
Figura 3.5 - Misturador utilizado nas concretagens.....	90
Figura 3.6 - Ensaio de: (a) abatimento do tronco de cone; (b) determinação do teor de ar na mistura e (c) pesagem para determinação da massa específica .....	91
Figura 3.7 - Ensaio de determinação da resistência à compressão: (a) corpos de prova, (b) início do ensaio e (c) rompimento de corpo de prova.....	92
Figura 3.8 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral .....	93
Figura 3.9 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade.....	93
Figura 3.10 - (a) Esquema do ensaio de tração na flexão do traço 1 (dimensões em mm); (b) Esquema do ensaio de tração na flexão dos traços 2 e 3 (dimensões em mm); (c) Clip gage utilizado no ensaio .....	94
Figura 3.11 - Ensaio de resistência à tração na flexão: (a) início do ensaio e (b) rompimento de corpo de prova com fibras .....	95
Figura 3.12 - Ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova: (a) sem fibras e (b) com fibras (dimensões em mm) .....	96
Figura 3.13 - (a) Ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova sem fibras e (b) ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova com fibras .....	97
Figura 3.14 - Ensaio de determinação da energia no modo misto de fratura em corpos de prova: (a) sem fibras e (b) com fibras (dimensões em mm).....	98

Figura 3.15 - (a) Ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova sem fibras e (b) ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova com fibras .....	98
Figura 3.16 - Aparato para fixação dos corpos de prova no ensaio de tração direta.....	100
Figura 3.17 - (a) Aparato para fixação dos corpos de prova no ensaio de tração confeccionados. (b) Procedimento de ensaio.....	101
Figura 3.18 - (a) Aparato do ensaio de cisalhamento direto: apoio do 2º gênero. (b) Aparato do ensaio de cisalhamento direto: apoio do 1º gênero. (c) Aparato do ensaio de cisalhamento direto confeccionado (dimensões em mm) .....	101
Figura 3.19 - (a) Esquema do ensaio de cisalhamento direto em corpos de prova prismáticos – dimensões em mm. (b) Procedimento do ensaio realizado (dimensões em mm).....	102
Figura 3.20 - Transdutor linear de deslocamento que será utilizado no ensaio .....	103
Figura 3.21 - Esquema da instrumentação durante o ensaio de tenacidade ao cisalhamento .....	103
Figura 3.22 - (a) Representação do corpo de prova do ensaio de aggregate interlock. (b) Vista frontal do corpo de prova. (c) Fôrma de zinco para fazer o recorte no corpo de prova na concretagem. (d) Corpo de prova concretado (dimensões em mm) .....	104
Figura 3.23 - Aparatos para execução do fendilhamento: (a) aparato superior; (b) aparato inferior; (c) cutelo na fôrma do corpo de prova; (d) Aparatos confeccionados (dimensões em mm) .....	105
Figura 3.24 - (a) Armadura do corpo de prova do ensaio de aggregate interlock. (b) Corte A-A. (c) Armadura posicionada no corpo de prova (dimensões em mm).....	106
Figura 3.25 - Esquema do processo de pré-fissuração do plano de cisalhamento: (a) Vista frontal do posicionamento; (b) Vista lateral do posicionamento; (c) Processo de fendilhamento instrumentado (dimensões em mm) .....	107
Figura 3.26 - Posicionamento das medidas de abertura e das deformações dos extensômetros.....	107
Figura 3.27 - Medição da abertura da fissura no plano de cisalhamento.....	108
Figura 3.28 - Esquema da instrumentação durante o ensaio de cisalhamento em planos fissurados. (a) Face na parte da frente. (b) Face da parte de trás (dimensões em mm) .....	109
Figura 4.1 - Relação entre o teor de ar da mistura e a resistência à compressão .....	111
Figura 4.2 - Forma de ruptura dos corpos de prova do ensaio de tração direta do traço 1 .....	112
Figura 4.3 - Forma de ruptura dos corpos de prova do ensaio de tração direta do traço 2 .....	112

Figura 4.4 - Forma de ruptura dos corpos de prova do ensaio de tração direta do traço 3 .....	113
Figura 4.5 - Forma de ruptura dos corpos de prova do traço 1 (sem fibras) sujeitos a flexão .....	114
Figura 4.6 - Forma de ruptura dos corpos de prova do traço 2 (0,5% de fibras) sujeitos a flexão .....	114
Figura 4.7 - Forma de ruptura dos corpos de prova do traço 3 (1,5% de fibras) sujeitos a flexão .....	114
Figura 4.8 - Resultado do ensaio de resistência à tração na flexão.....	115
Figura 4.9 - Forma da ruptura dos corpos de prova sujeitos à compressão diametral do concreto.....	116
Figura 4.10 - Influência da adição de fibras nos ensaios de resistência à tração .....	116
Figura 4.11 - Seção dos corpos de prova com 0,5 % de fibras, depois de rompido, submetidos ao ensaio de tração direta.....	117
Figura 4.12 - Seção dos corpos de prova com 1,5 % de fibras, depois de rompido, submetidos ao ensaio de tração direta.....	117
Figura 4.13 - Relação entre os resultados de resistência à tração .....	117
Figura 4.14 - Influência das fibras no módulo de elasticidade .....	118
Figura 4.15 - Resultado de todos os modelos submetidos ao ensaio de energia de fratura no modo I .....	119
Figura 4.16 - Ruptura dos corpos de prova do traço 2 submetidos ao ensaio do modo I de fratura .....	120
Figura 4.17 - Ruptura dos corpos de prova do traço 3 submetidos ao ensaio do modo I de fratura .....	120
Figura 4.18 - Resultado de todos os modelos submetidos ao ensaio de energia de fratura no modo I .....	121
Figura 4.19 - Ruptura dos corpos de prova do traço 2 submetidos ao ensaio do modo misto de fratura.....	121
Figura 4.20 - Ruptura dos corpos de prova do traço 3 submetidos ao ensaio do modo misto de fratura.....	122
Figura 4.21 - Resistências ao cisalhamento médias para cada traço.....	123
Figura 4.22 - Quantidade de fibras atravessando o plano de cisalhamento de acordo com o volume de fibras ..	124
Figura 4.23 – Curva e tensão-deslizamento de cisalhamento experimental e de Khaloo e Kim (1997).....	125
Figura 4.24 - Relação entre o consumo de fibras e o número de fibras que atravessam o plano de cisalhamento .....	126
Figura 4.25 - Resultado do ensaio de cisalhamento em dois planos para o traço 1 .....	127

Figura 4.26 - Resultado do ensaio de cisalhamento em dois planos para o traço 2 .....	127
Figura 4.27 - Resultado do ensaio de cisalhamento em dois planos para o traço 3 .....	127
Figura 4.28 - Curvas de tensão-abertura e tensão-deslizamento dos três traços do ensaio de cisalhamento .....	128
Figura 4.29 - Ruptura dos corpos de prova do traço 1 submetidos ao ensaio de cisalhamento .....	129
Figura 4.30 - Ruptura dos corpos de prova do traço 2 submetidos ao ensaio de cisalhamento .....	129
Figura 4.31 - Ruptura dos corpos de prova do traço 3 submetidos ao ensaio de cisalhamento .....	129
Figura 4.32 - Plano de cisalhamento do: (a) traço 1, (b) traço 2 e (c) traço 3.....	130
Figura 4.33 - Resultado do ensaio de fendilhamento para os Traços 1, 2 e 3: (a) e (b) força x deformação na armadura transversal ao plano de cisalhamento .....	131
Figura 4.34 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto em plano pré-fissurado: (a) tensão de cisalhamento versus abertura média de fissura, (b) tensão de cisalhamento versus deslizamento médio, (c) tensão normal versus deslizamento e (d) tensão de cisalhamento versus tensão normal .....	133
Figura 4.35 - Relação abertura versus deslizamento de todos os modelos .....	134
Figura A.1 - Resultado do CP 1 para o traço 1 (concreto sem fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	146
Figura A.2 - Resultado do CP 2 para o traço 1 (concreto sem fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	146
Figura A.3 - Resultado do CP 3 para o traço 1 (concreto sem fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	147
Figura A.4 - Resultado do CP 1 para o traço 2 (0,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	147
Figura A.5 - Resultado do CP 2 para o traço 2 (0,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	147
Figura A.6 - Resultado do CP 3 para o traço 2 (0,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	148
Figura A.7 - Resultado do CP 1 para o traço 3 (1,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	148

Figura A.8 - Resultado do CP 2 para o traço 3 (1,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	148
Figura A.9 - Resultado do CP 3 para o traço 3 (1,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação.....	149
Figura A.10 - Resultado do CP 1 do traço 1 (concreto sem fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação.....	149
Figura A.11 - Resultado do CP 2 do traço 1 (concreto sem fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação.....	150
Figura A.12 - Resultado do CP 3 do traço 1 (concreto sem fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação.....	150
Figura A.13 - Resultado do CP 1 do traço 2 (0,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação .....	150
Figura A.14 - Resultado do CP 2 do traço 2 (0,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação .....	151
Figura A.15 - Resultado do CP 3 do traço 2 (0,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação .....	151
Figura A.16 - Resultado do CP 1 do traço 3 (1,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação .....	151
Figura A.17 - Resultado do CP 2 do traço 3 (1,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação .....	152
Figura A.18 - Resultado do CP 3 do traço 3 (1,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação .....	152

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Força máxima e tensão de cisalhamento máxima em um plano de cisalhamento (NUNES, 2006) ..	55
Tabela 3.1 - Resultado dos ensaios de tração direta do aço.....	86
Tabela 3.2 - Características mecânicas do cimento CP II-F-40 (JABER, 2015) .....	87
Tabela 3.3 - Características químicas do cimento CP II-F-40 (JABER, 2015) .....	87
Tabela 3.4 - Propriedades físicas dos agregados .....	88
Tabela 3.5 - Características das fibras de aço.....	89
Tabela 3.6 - Composição da matriz de concreto.....	90
Tabela 4.1 - Propriedades físicas do concreto no estado fresco .....	110
Tabela 4.2 - Resultados da resistência à compressão e à tração .....	111
Tabela 4.3 - Resultados das resistências residuais dos ensaios de tração na flexão .....	111
Tabela 4.4 - Energia no modo I de fratura dos modelos dos traços 2 e 3 .....	119
Tabela 4.5 - Energia no modo misto de fratura dos modelos dos traços 2 e 3.....	121
Tabela 4.6 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto .....	123
Tabela 4.7 - Relação da resistência máxima ao cisalhamento experimental e de Khaloo e Kim (1997).....	125
Tabela 4.8 - Resultado das médias de aberturas e deformações finais de cada corpo de prova .....	132

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
EN	<i>Européen Normalisation</i>
FIB	<i>Fédération Internationale Du Béton</i>
LABITECC	Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil
NBR	Norma Brasileira
NM	Norma Mercosul
RILEM	<i>International union of laboratories and experts in construction materials, systems and structures</i>
UFG	Universidade Federal de Goiás

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Símbolos romanos:

$a$	vão de cisalhamento
$b$	largura da seção
$d$	altura efetiva da viga
$d_v$	braço de alavanca na flexão
$E_{cm}$	módulo de elasticidade
$f_{cm}$	resistência à compressão
$f_{cr}$	tensão de fissuração do concreto
$f_{ctm}$	resistência à tração direta
$f_{ctm,f}$	resistência à tração na flexão
$f_{ctm,sp}$	resistência à tração indireta por compressão diametral
$F_{máx}$	força máxima
$k$	constante de correlação
$K_{IIc}$	tenacidade no modo II de fratura
$v_{cr}$	tensão de cisalhamento crítica
$v_{ci}$	tensão de cisalhamento na superfície da fissura em vigas sem armadura transversal
$V_f$	volume de fibras
$v_u$	resistência ao cisalhamento de vigas

$w$	abertura da fissura
$w_0$	abertura da pré-fissura antes do ensaio de cisalhamento
$w_c$	abertura corrigida pela deformação da armadura transversal
$w_{ff}$	abertura da pré-fissura no final do ensaio de fendilhamento

**Símbolos gregos:**

$\Delta$	deslizamento entre as faces no plano da fissura
$\epsilon_{ii}$	deformação no início do ensaio de intertravamento dos agregados
$\epsilon_{ff}$	deformação no final do ensaio de fendilhamento
$\epsilon_{sx}$	tensão da armadura longitudinal
$\rho$	taxa de armadura longitudinal
$\tau_u$	tensão de cisalhamento máxima

## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>22</b>
1.1 Objetivos.....	25
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	25
<b>CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>26</b>
2.1 MECANISMOS PARA TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO NO CONCRETO.....	26
2.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS .....	32
2.2.1 Comportamento à tração .....	33
2.2.2 Comportamento ao cisalhamento.....	47
2.3 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO INTERTRAVAMENTO DOS AGREGADOS	
57	
2.3.1 Paulay e Loeber (1974).....	58
2.3.2 Walraven e Reinhardt (1981).....	59
2.3.3 Sagaseta e Vollum (2011).....	65
2.3.4 Echegaray-oviedo <i>et al.</i> (2013).....	68
2.4 MODELOS PARA TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO EM FISSURAS NO CONCRETO .....	71
2.4.1 Walraven e Reinhardt (1981).....	71
2.4.2 Okamura e Maekawa <sup>1</sup> (1991 apud LAI; VECCHIO, 2004).....	81
2.4.3 Lai e Vecchio (2004).....	82
2.5 CRITÉRIO DO CÓDIGO MODELO DA FIB .....	83
<b>CAPÍTULO 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>85</b>
3.1 MATERIAIS.....	85
3.2 PROCESSO DE MISTURA DOS MATERIAIS .....	90

3.3	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO.....	91
3.4	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA.....	99
3.5	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	101
3.6	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM PLANOS FISSURADOS .....	104
	<b>CAPÍTULO 4 ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>110</b>
4.1	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO, TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE 110	
4.2	ENERGIA DE FRATURA.....	118
4.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	122
4.4	INTERTRAVAMENTO DOS AGREGADOS.....	130
	<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES .....</b>	<b>137</b>
5.1	TRAÇÃO DIRETA e CISALHAMENTO .....	137
5.2	CISALHAMENTO EM PLANOS PRÉ-FISSURADOS .....	138
5.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	138
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>140</b>
	<b>APÊNDICE .....</b>	<b>146</b>

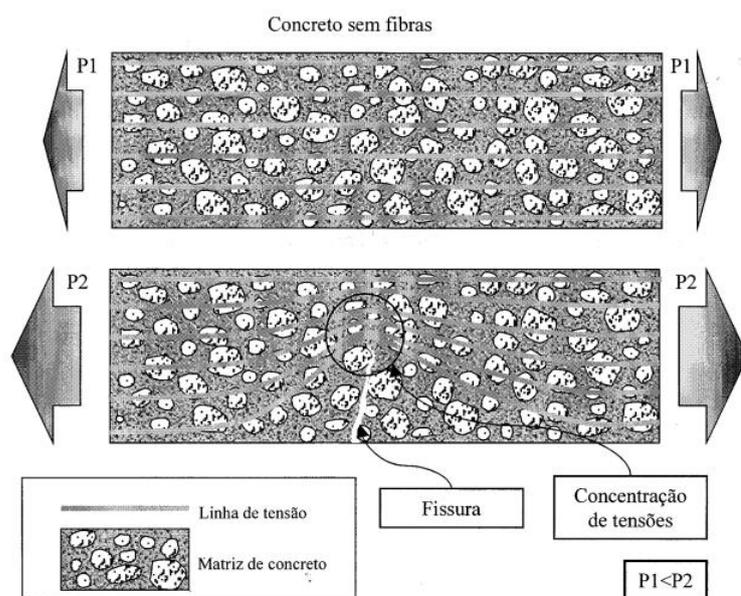
# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

Com o avanço na tecnologia do concreto, novos materiais foram incorporados à indústria da construção civil. Algumas adições minerais, como a sílica ativa, a escória de alto forno e a cinza volante, que eram vistos como subprodutos industriais, hoje, em diversas aplicações, são constituintes do concreto. Além disso, em um país com tantas riquezas minerais e naturais como o Brasil, novas adições encontram-se em desenvolvimento e em fase de pesquisas.

O concreto de cimento Portland, apesar de suas inúmeras vantagens, apresenta algumas limitações, como o comportamento frágil na ruína e pequena capacidade de deformação, quando submetido a forças de tração. A pouca resistência à tração do material pode ser atribuída à propagação de microfissuras quando o mesmo é solicitado. Chen (1982) afirma que o surgimento de cada nova fissura reduz a área disponível para transferência da força, o que implica em aumento das tensões nas extremidades das fissuras, como mostrado na Figura 1.1. Quando esta tensão de tração supera a resistência à tração da matriz, ocorre a ruptura abrupta do material.

Figura 1.1 - Esquema de concentração de tensões em um elemento de concreto sem fibras (FIGUEIREDO, 2000)



O comportamento frágil do concreto geralmente é melhorado com o emprego de armadura convencional, constituída por barras de aço colocadas na direção das tensões de tração que se

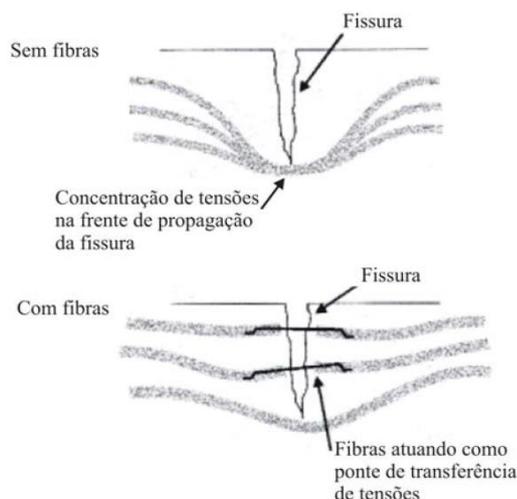
desenvolvem no interior de uma peça de concreto. Por outro lado, as fibras adicionadas à matriz do concreto têm como objetivo aumentar a resistência à tração da matriz, sendo uma alternativa viável em aplicações em que é exigida a melhoria de propriedades mecânicas do concreto, como tenacidade e ductilidade (BENTUR, 1989).

A presença de fibras, de acordo com Abrishami e Mitchell (1997), aumenta a ductilidade, a resistência à tração e melhora as características de deformação do material. Promove, ainda, melhoria na aderência entre as barras de aço e o concreto e na capacidade de transferência de forças de tração pelas fissuras, o que aumenta a resistência à tração das estruturas de concreto armado ou a rigidez do concreto fissurado.

Outra área de grande importância para o uso de fibras é a do concreto de alta resistência. Em função das suas características de alta resistência e durabilidade, seu uso está crescendo rapidamente e, assim, vem substituindo o concreto de resistência normal. Porém, o concreto de alta resistência mostra-se mais frágil, com pouca ductilidade e pequeno efeito de intertravamento dos agregados (*aggregate interlock*) na superfície de fratura, que se torna mais lisa. Esse inconveniente pode ser superado pela inclusão de fibras de aço na mistura de concreto de alta resistência, uma vez que as fibras fornecem maior tenacidade ao concreto e proporcionam um efeito de costura das fissuras, tanto na superfície de ruptura como nas imediações das armaduras longitudinais e transversais (HOLANDA, 2002).

Ainda, pesquisas revelam que a adição de fibras de aço melhora o comportamento pós-fissuração do concreto endurecido, contribuindo significativamente na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado (NUNES, 2006). A ruptura por cisalhamento de uma viga de concreto armado ocorre quando a tensão principal de tração no plano cisalhante excede a resistência à tração do concreto e a fissura diagonal se propaga ao longo da espessura da viga (KHUNTIA *et al.*, 1999). Nesta situação, as fibras de aço podem agir como ponte de transferência de tensões através das fissuras (BENTUR; MINDESS, 1990). As fibras também reduzem a concentração de tensões nas extremidades das fissuras de flexão e de cisalhamento controlando sua propagação em todas as direções, uma vez que elas estão distribuídas no concreto de forma aleatória. Após a ruptura da matriz de concreto, as fibras, atuando como ponte de transferência, sofrem um processo de arrancamento que demanda uma quantidade extra de energia para a deformação e a ruptura do compósito, como mostrado na Figura 1.2.

Figura 1.2: Mecanismo de reforço das fibras atuando como ponte de transferência de tensões (NUNES; AGOPYAN, 1998).



Dessa forma, as fibras de aço apresentam-se como uma solução viável para o reforço do concreto quando é necessária uma redução da armadura convencional. De fato, Nunes (2006) mostrou que a adição de fibras de aço em vigas de concreto com baixa taxa de armadura transversal aumenta a capacidade resistente das vigas à força cortante. Ainda, Araújo *et al.* (2014) desenvolveram uma ligação para transmitir esforços de tração em estruturas pré-moldadas que substituiu parte da armadura convencional por fibras de aço. Ambos os trabalhos têm em comum o fato que a resistência da ligação ou da estrutura é garantida por meio da transferência de tensões de cisalhamento pelo plano fissurado do concreto. E em ambos, o elemento principal por garantir essa transferência é a fibra de aço que intercepta o plano de fissuração.

Há na literatura diversos modelos analíticos e empíricos para avaliar a transferência de tensões de cisalhamento por um plano de concreto fissurado. Em todos eles, o elemento principal responsável por essa transferência é o intertravamento dos agregados no plano fissurado. Entretanto, eles não consideram a presença de fibras de aço. Dessa forma, este trabalho busca contribuir com o melhor entendimento a respeito de transferência de tensões de cisalhamento através de fissuras no concreto quando há a presença de fibras de aço na matriz de concreto.

## **1.1 OBJETIVOS**

O objetivo geral deste trabalho é apresentar os principais mecanismos responsáveis pela transferência de tensões de cisalhamento pelo plano fissurado em elementos de concreto não armado considerando a presença ou não de fibras de aço dispersas no concreto.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Descrever os mecanismos presentes na literatura para avaliação da transferência de tensões de cisalhamento pelo plano fissurado em elementos de concreto não armado;
- Desenvolver uma metodologia para avaliação da resistência ao cisalhamento e à tração direta do concreto, bem como do mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento, por meio do intertravamento dos agregados;
- Avaliar a influência das fibras de aço no mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento por meio do intertravamento dos agregados em planos pré-fissurados de concreto.

## **1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A estrutura desta dissertação foi dividida em cinco capítulos, além de outros elementos importantes, como o apêndice e as referências bibliográficas. O capítulo 1 apresenta a introdução ao tema e os objetivos do presente trabalho. O capítulo 2 aborda a revisão bibliográfica sobre as principais normas e modelos de transferência de tensões de cisalhamento encontrados na literatura. O capítulo 3 mostra detalhadamente o programa experimental realizado. O capítulo 4 traz as análises detalhadas dos resultados obtidos no presente trabalho. Por último, o capítulo 5 aponta as conclusões, seguidas pelas sugestões para trabalhos futuros.

## **CAPÍTULO 2**

### **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Neste capítulo é apresentada uma revisão acerca dos principais assuntos relacionados a essa pesquisa. São abordados temas como comportamento do concreto armado convencional e do concreto reforçado com fibras de aço, quando sujeito a tensões. Aqui também é discutido sobre alguns mecanismos existentes na literatura a respeito dos modelos para transferência de tensões de cisalhamento através de planos fissurados no concreto, apresentando alguns modelos analíticos e códigos de projeto.

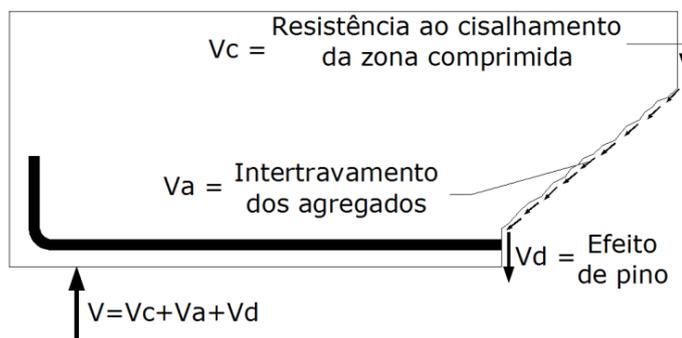
#### **2.1 MECANISMOS PARA TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO NO CONCRETO**

De acordo com a ACI-ASCE Committee 426, alguns mecanismos são capazes de transmitir esforços entre as seções fissuradas de estruturas de concreto armado submetidas a esforços de cisalhamento. Dentre esses mecanismos, os mais importantes são: efeito de arco, efeito de pino e o intertravamento dos agregados.

Segundo Kim e Park (1996), a força de cisalhamento numa seção fissurada de uma viga delgada de concreto armado, com  $2 \leq a/d \leq 3$ , é resistida, principalmente, pela resistência ao cisalhamento da zona comprimida, a ação do intertravamento dos agregados, e o efeito de pino da armadura, tal como mostrado na Figura 2.1. Para vigas retangulares, depois que uma fissura inclinada é formada, a proporção da força de cisalhamento transferida pelos vários mecanismos é a seguinte: 20 a 40% pelo concreto não fissurado da zona comprimida; 33 a 50% por ação do intertravamento dos agregados; e 15 a 25% por efeito de pino.

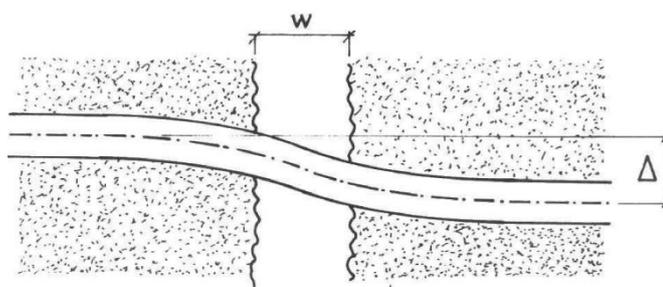
Em vigas relativamente curtas, cargas aplicadas são transferidas diretamente para os apoios pelo efeito de arco. Os principais fatores que influenciam este efeito são a relação entre o vão e a altura do arco análogo e a resistência do apoio comprimido. A resistência do apoio comprimido está intimamente relacionada com a resistência à compressão do concreto e da área de armadura tracionada que chega ao apoio (KIM; PARK, 1996). Portanto, quanto menor for valor do vão de cisalhamento (vigas curtas), maior será o efeito de arco.

Figura 2.1 - Mecanismo de transferência de cisalhamento de vigas delgadas (KIM; PARK, 1996)



Devido ao efeito de pino na barra, a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante. De acordo com Walraven (1981), o efeito de pino é definido como a capacidade das barras de reforço de transferir forças perpendiculares ao seu eixo e ele depende essencialmente das circunstâncias da construção. Isso pode ser explicado pela consideração das tensões em torno de uma barra, carregada por uma força cortante, e as consequências de uma fissura por tração. A deformação do pino será definida como a distância total entre os eixos das partes não deformadas das barras de ambos os lados da fissura, como mostrado na Figura 2.2. Segundo Kim e Park (1996), os principais fatores que influenciam este efeito são a rigidez à flexão das barras longitudinais e a resistência do concreto ao redor das barras.

Figura 2.2 - Deformação de uma barra sujeita à força de pino (Walraven, 1981)



O intertravamento dos agregados (*aggregate interlock*) é um mecanismo que ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura. A contribuição do intertravamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura da fissura e da rugosidade das superfícies. Estudos experimentais anteriores mostraram que uma grande parte da força total de cisalhamento na viga sem armadura na alma é transmitida através das fissuras pelo intertravamento dos agregados. Segundo Kim e Park (1996), dentre as muitas variáveis, a largura da fissura e a resistência do concreto tendem a serem os fatores mais importantes. Uma vez que a largura da fissura por flexão é aproximadamente proporcional ao esforço da

armadura tensionada, a largura da fissura na ruptura torna-se menor à medida que a proporção de armadura longitudinal é aumentada. Além disso, com o aumento da relação  $a/d$  o esforço da armadura tensionada na ruptura aumenta. Enquanto isso, espera-se, naturalmente, que a força do intertravamento aumente com o incremento da resistência do concreto.

Na literatura existem algumas expressões propostas por alguns autores para avaliar a transferência de tensões de cisalhamento por meio do intertravamento dos agregados (*aggregate interlock*) pela fissura crítica.

Reineck (1991) determinou, por meio da equação (2.1), a tensão de cisalhamento na interface da fissura ( $v_{ci}$ ) transferida pelo plano da fissura em vigas sem armadura transversal. Nesta expressão,  $f_{cr}$  é a tensão de fissuração do concreto,  $w$  é a abertura da fissura e  $\Delta$  é o deslizamento entre as faces no plano da fissura.

$$v_{ci} = 0,45f_{cr} \left(1 - \frac{w}{0,9}\right) \frac{\Delta - 0,24w}{0,096w + 0,01} \quad (2.1)$$

Uma equação foi proposta por Kim e Park (1996) para a previsão da resistência ao cisalhamento de vigas ( $v_u$ ) de concreto armado sem armadura com base em mecanismos básicos de transferência de cisalhamento e na lei do efeito escala (*size effect law*) de Bazant (1984) modificada e deduzida por Kim e Eo (1990). De acordo com os dados experimentais, os autores afirmaram que a equação (2.2) estima corretamente os efeitos dos fatores principais, como a resistência à compressão do concreto ( $f'_c$ ), a taxa de armadura longitudinal ( $\rho$ ), a relação entre o vão de cisalhamento e a altura da viga ( $a/d$ ) e a altura efetiva da viga ( $d$ ).

$$v_u = 3.5f'_c{}^{\alpha/3} \rho^{3/8} (0.4 + d/a) \left( \frac{1}{\sqrt{1 + 0.008d}} + 0.18 \right) \quad (2.2)$$

Onde  $\alpha = 1$  para  $a/d \geq 3$  e  $\alpha = 2 - (a/d)/3$  para  $a/d < 3$ .

Wei, Che e Gong (2011) desenvolveram a equação (2.3) para prever a resistência ao cisalhamento ( $V$ ) de vigas de concreto armado sem estribos, na qual  $\varepsilon_{sx}$  é a tensão da armadura longitudinal,  $d_v$  é o braço de alavanca na flexão e  $b$  é largura da seção.

$$V = \frac{0,4(f'_c)^{1/2} b d_v}{(1 + 6,25\varepsilon_{sx} d_v)^{1/2}} \quad (2.3)$$

Xu et. al. (2012) mostraram que a iniciação e a propagação da fissura de cisalhamento crítica em vigas delgadas de concreto sem estribos dependiam significativamente da fissuração horizontal ao longo da armadura longitudinal e do grau de fissuração, isto é, a ligação entre concreto e a armadura. Assim, a equação (2.4) foi apresentada pelos autores, com base na abordagem da mecânica da fratura, para avaliar a tensão de cisalhamento resistente em vigas de concreto.

$$v_{cr} = \frac{1,018}{\sqrt{d}} \left( \frac{d}{a_s} \right)^{1/3} \rho^{1/6} (1 - \sqrt{\rho})^{2/3} K_{IIc} \quad (2.4)$$

Onde  $v_{cr}$  é a tensão de cisalhamento crítica,  $d$  é a altura da viga,  $a_s$  é o vão de cisalhamento da viga,  $\rho$  é a taxa de armadura longitudinal e  $K_{IIc}$  é a tenacidade no modo II de fratura ( $K_{IIc} = 0,0255f_c + 1,024$ ).

Mecanismo resistente semelhante ocorre no plano formado por concretos moldados em diferentes idades quando submetidos a tensões de cisalhamento. Segundo Araújo (1997), quando as tensões de cisalhamento são transferidas ao longo da interface são desenvolvidas tensões contrárias que tendem a equilibrar as ações. Ao ser submetido a esforços de cisalhamento, ocorre uma tendência de deslizamento na interface resultando num 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 eles: transferência pela superfície de contato e transferência pela armadura transversal à interface (ação de pino da armadura).

Segundo Leonhardt (1977), o mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento pela superfície de contato é semelhante à transferência de esforços de barras de aço para o concreto por tensões de aderência. Esse mecanismo pode ser dividido de três maneiras: pela transferência por adesão/aderência, transferência por atrito e pela transferência por ação mecânica.

De acordo com Araújo (1997), a transferência por adesão/aderência é o primeiro mecanismo mobilizado ao se aplicar esforços de cisalhamento em uma interface de concreto. Para baixas solicitações, 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 no caso de pequenos deslocamentos.

Quando 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 (ARAÚJO, 1997).

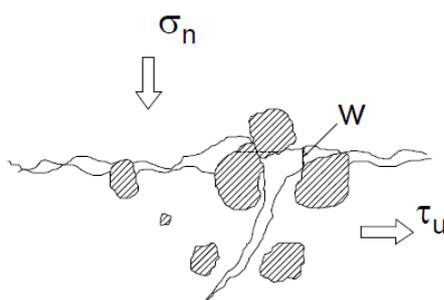
Ainda segundo Araújo (1997), através do intertravamento mecânico, do tipo de encaixe, entre as duas superfícies em contato formam-se “dentes de concreto” que são solicitados ao corte quando ocorre o deslizamento relativo entre as superfícies. O tipo de ligação mais representativo dessa forma de transferência é a ligação por chave de cisalhamento. Entretanto, em superfícies rugosas, essa forma de transferência pode ser garantida pelo agregado graúdo atravessando a interface de deslizamento, uma vez que ocorre um intertravamento dos agregados (*aggregate interlock*) fixados em lados opostos da interface. Nas juntas de concreto formadas pela ligação de concretos com idades diferentes, a primeira parcela de resistência é fornecida pela aderência entre as superfícies em contato. Com o aumento dos esforços de cisalhamento surgem fissuras na interface e posterior deslizamento entre as duas partes em contato. Neste momento não existe a parcela da aderência e a transferência de esforços é garantida pelo atrito e pela ação mecânica. Nas juntas formadas pela ruptura de uma peça monolítica para a pré-formação do plano de cisalhamento não existe a contribuição da aderência, sendo os esforços transmitidos pelas outras parcelas.

Nos estudos realizados por Hsu (1963) a respeito da formação de fissuras no concreto, o autor concluiu que a interface entre o aglomerante (argamassa de cimento) e as partículas inativas (agregado graúdo) forma uma região fraca onde sempre existem microfissuras mesmo antes da aplicação de qualquer carregamento. Estas microfissuras surgem devido à retração, diferencial de temperatura, segregação, etc., e são orientadas aleatoriamente. Aplicando um carregamento externo há um aumento destas microfissuras. Algumas delas permanecem restritas à ligação entre o agregado e a argamassa de cimento enquanto outras propagam-se ao longo da peça na direção das tensões solicitantes. Quando o número e o tamanho das microfissuras aumentam pode ocorrer a ligação entre elas resultando no surgimento de uma zona fraturada. Esta zona fraturada possui alta concentração de microfissuras, sendo comumente chamada plano fissurado. Uma junta é rugosa quando existem agregados graúdos atravessando a interface e interagindo entre si, sendo capaz de transmitir significativos esforços de cisalhamento antes que ocorra uma total separação entre as partes.

De acordo com Araújo (1997), a parcela de cada componente na resistência final ao cisalhamento depende de vários fatores como: a intensidade da força normal à interface; natureza da rugosidade da interface; dimensões do agregado; valor do deslizamento da interface. A avaliação e a quantificação da influência de cada fator sobre o mecanismo resistente é muito trabalhoso. Usualmente são propostas simplificações que simulam o comportamento de uma junta rugosa quando submetida à tensão de cisalhamento. Uma destas simplificações é a consideração de que o acréscimo da intensidade da força normal à interface proporciona um acréscimo na resistência final ao cisalhamento, uma vez que o mecanismo resistente está baseado na força de atrito entre as partes em contato.

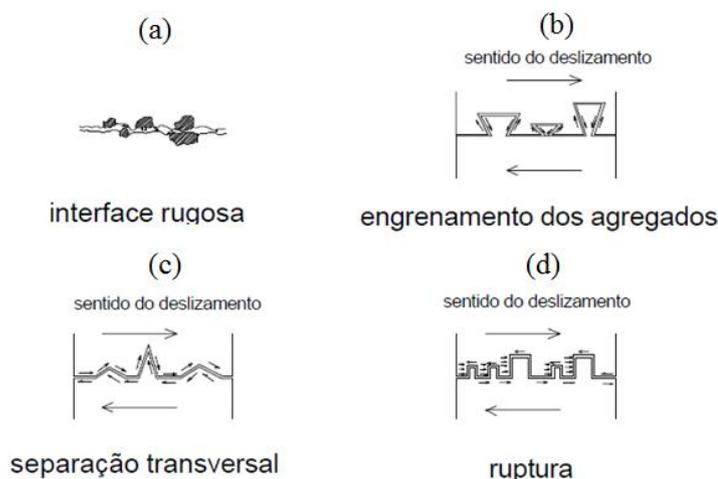
Entretanto, como observado por Tassios e Vintzeleou (1987), este acréscimo não é proporcional, ou seja, quando se têm elevados valores de força normal à interface obtém-se pequeno acréscimo na tensão resistente ao incrementar a tensão normal. Isto acontece porque, para elevados valores de tensão normal, ocorre uma diminuição da rugosidade devido ao “achatamento” dos agregados. Também pode ocorrer uma ruptura na argamassa de cimento antes que seja atingido o valor da tensão de cisalhamento que proporciona o deslizamento entre os agregados no sentido transversal à interface, como é mostrado na Figura 2.3. Esta ruptura ocorre devido às elevadas tensões de cisalhamento que surgem na interface, em função da alta tensão normal, as quais são maiores que a resistência da argamassa. Desta forma, ocorre uma ruptura prematura antes que o mecanismo resistente seja acionado.

Figura 2.3 - Ruptura prematura da argamassa de cimento (TASSIOS; VINTZELEOU, 1987)



O modelo proposto por Divakar e Fafitis (1992) possui parcelas resistentes devido ao atrito e à ação mecânica (Figura 2.4). De seus estudos eles concluíram que uma parte significativa dos esforços são transmitidos pela ação mecânica. Entretanto, esse modelo é de difícil aplicação. Outros modelos, baseados na transferência apenas por atrito e pela ação de pino da armadura, foram propostos por diversos autores. Esses modelos são de fácil aplicação e apresentam excelentes resultados quando comparados com resultados experimentais.

Figura 2.4 - Mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento em uma junta rugosa (DIVAKAR; FAFITIS, 1992)



## 2.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

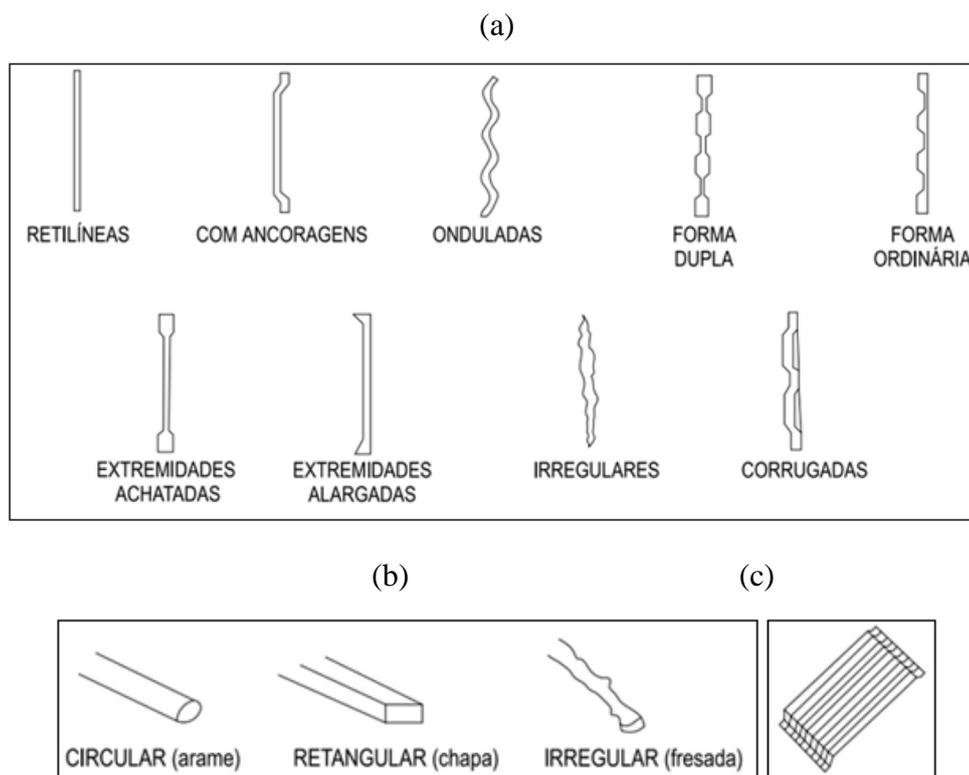
De acordo com o manual técnico da MACCAFERRI (2008), a fibra de aço é um produto caracterizado geometricamente por uma das dimensões (comprimento) que prevalece sobre as outras (diâmetro, ancoragem), podendo apresentar superfície lisa ou corrugada, formas retilíneas ou com ancoragem nas extremidades. A utilização dessas fibras como reforço no concreto leva em consideração a dispersão homogênea na massa, sem alterar as características geométricas da mesma. Basicamente, a fibra é caracterizada geometricamente pelo comprimento ( $L$ ), pela forma e pelo seu diâmetro ou diâmetro equivalente ( $D_e$ ). A Figura 2.5 apresenta algumas configurações das fibras de aço.

A utilização de fibras com o intuito de reforçar matrizes frágeis é uma prática utilizada desde a antiguidade, quando se usava palha ou capim como reforços de tijolos de barro secos ao sol (BENTUR; MINDESS, 2007; BALAGURU; SHAH, 1992).

O início do conhecimento ocorreu nas décadas de 50 e 60, quando se deu início à utilização de fibras como reforço de matrizes frágeis cimentícias de um modo mais sistemático, inicialmente utilizando apenas fibras de aço retas (BENTUR; MINDESS, 2007). Os resultados iniciais mostraram a notável alteração no comportamento do material após o surgimento da primeira fissura, com o aumento na tenacidade pós-fissuração. No entanto, surgiram também os primeiros problemas relacionados à trabalhabilidade de matrizes cimentícias reforçadas com fibras de aço. Durante o processo de mistura verificava-se a tendência de formação de novelos de fibras, principalmente quando da utilização de fibras

longas, que apresentavam melhor desempenho mecânico. Buscando impedir ou minimizar o efeito de formação de novelos durante o processo de mistura, tentou-se restringir o diâmetro do agregado graúdo utilizado. Apesar desse procedimento, a redução na trabalhabilidade da mistura provocada pela inclusão de fibras persistia (BALAGURU; SHAH, 1992). Assim, novas perspectivas emergiram com o surgimento de fibras com gancho e de aditivos superplastificantes capazes de tornar a mistura mais trabalhável.

Figura 2.5 - (a) Várias formas de fibras metálicas; (b) tipos de seções transversais e (c) fibras metálicas coladas (MACCAFERRI, 2008).



A norma ABNT: NBR 15530 – Fibras de aço para concreto (ABNT, 2007) estabelece parâmetros de classificação para as fibras de aço de baixo teor de carbono e define os requisitos mínimos de forma geométrica, tolerâncias dimensionais, defeitos de fabricação, resistência à tração e dobramento.

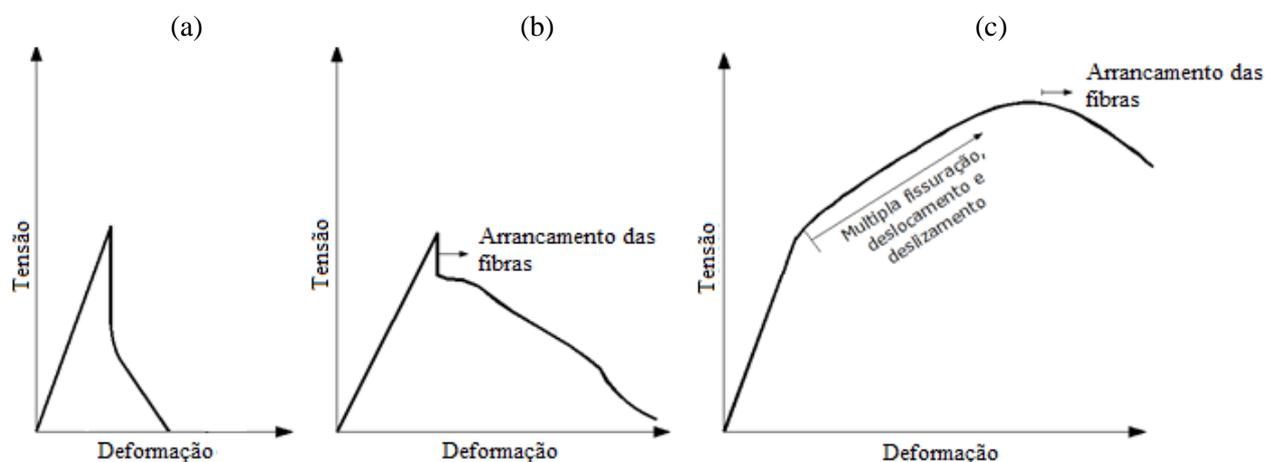
### 2.2.1 Comportamento à tração

Os materiais à base de cimento são frágeis quando submetidos a esforços de tração. Isto motivou o surgimento do concreto armado, do concreto protendido e dos materiais compósitos, onde as fibras atuam eficientemente neste tipo de sollicitação. Sua principal função é impedir a ruptura brusca do material, proporcionando ganho de resistência pós-

fissuração e aumento na capacidade de absorção de energia. Assim como na avaliação do comportamento à compressão e flexão, o comportamento à tração de compósitos reforçados com fibras é governado pela matriz, até o surgimento da primeira fissura. Após a fissuração da matriz, há uma transferência de carga da matriz para as fibras, permitindo o desenvolvimento de tensões e deformações maiores para o compósito (VELASCO, 2008).

Segundo Balaguru e Shah (1992), três tipos de comportamento podem ser observados com a utilização de fibras em matrizes frágeis de cimento submetidas a esforços de tração direta. O primeiro comportamento está mostrado na Figura 2.6-a, onde o compósito rompe imediatamente após a fissuração da matriz, sem a eficiente transferência de cargas da matriz para as fibras. Este tipo de ruptura é caracterizado por um volume muito baixo de fibras. O segundo comportamento é dominado pela matriz até a sua fissuração. Após a fissuração da matriz, o compósito ainda resiste a tensões inferiores a tensão de ruptura. Neste processo, a tensão é transferida da matriz para as fibras e a ruptura é caracterizada pelo arrancamento das fibras. Este tipo de compósito não acarreta acréscimos na resistência, entretanto, fornece ductilidade ao material (Figura 2.6-b). Na Figura 2.6-c é mostrado o terceiro comportamento do compósito sob tração direta com três segmentos, o qual é caracterizado pelo aumento da tensão mesmo após a fissuração da matriz. Com o acréscimo de tensão, fissuras surgirão ao longo da peça, resultando no processo denominado de múltipla fissuração e no descolamento da fibra. O arrancamento das fibras tem início após o compósito atingir a tensão de ruptura. Este comportamento depende da fração volumétrica de fibras utilizada, a qual é denominada de volume crítico. Abaixo desse volume não há acréscimo de tensão, o qual dependerá da fração volumétrica de fibras e da sua capacidade de adesão à matriz.

Figura 2.6 - Tipos de comportamentos para compósitos submetidos a esforços de tração direta (BALAGURU; SHAH, 1992)



De acordo com Velasco (2008), o comportamento sob tração direta de compósitos com fibras, além de sofrer influência do tipo e do volume de fibra, é dependente da dispersão e conseqüentemente da orientação das fibras que, não sendo perfeitamente definida, pode gerar dispersão de resultados para o mesmo tipo de compósito. Durante o processo de mistura as fibras são dispersas aleatoriamente, fazendo com que, assim, apenas parte das fibras fique alinhada na direção do carregamento.

Ainda de acordo com Velasco (2008), o comprimento das fibras também constitui um fator que afeta o comportamento do compósito. Compósitos com fibras longas e alinhadas na direção do carregamento acarretam maiores acréscimos nos valores de resistência, em relação aos compósitos com fibras curtas distribuídas aleatoriamente na matriz de concreto. Isto ocorre devido ao fato que o comprimento das fibras é suficiente para a redistribuição de tensões, permitindo o surgimento de novas fissuras e o incremento na resistência. Mesmo com a utilização de fibras de baixo módulo de elasticidade, compósitos desta natureza apresentam um comportamento pós-fissuração com ganho de resistência, caracterizado como “*strain hardening*”.

Melo Filho (2005) realizou ensaios de tração direta em compósitos laminados cimentícios com dimensões de 50 x 200 x 12 mm, reforçados com fibras longas e alinhadas de sisal, com variações na fração volumétrica, pressão de moldagem e número de camadas de reforço fibroso. O comportamento pós-fissuração foi caracterizado pelo aparecimento de múltiplas fissuras com aumentos significativos na resistência à tração direta pós-fissuração. O estudo mostrou a potencialidade do uso de laminados à base de cimento reforçados com fibras longas e alinhadas de sisal em sistemas semi-estruturais e estruturais.

Lima (2004) também realizou ensaios de tração direta em compósitos reforçados com fibras curtas e longas de fibras de sisal. No primeiro estudo, foram produzidos laminados de dimensões 50 x 200 x 15 mm, reforçados com fibras curtas de sisal distribuídas aleatoriamente na matriz cimentícia. Foram utilizadas frações volumétricas de 1%, 2% e 3%. Verificou-se uma redução de no máximo 14% nos valores de resistência à tração e um aumento em torno de 9% na deformação última do compósito, em relação à matriz. Após a fissuração da matriz, o comportamento do compósito foi caracterizado pela abertura de uma única fissura. Devido ao insuficiente comprimento de embebedimento da fibra na matriz, parte das fibras foram arrancadas e outra parte sofreu ruptura. No segundo caso, o estudo de laminados reforçados com fibras longas de sisal englobou três variáveis, sendo elas, o volume

de fibras, a influência da dimensão da amostra e o número de camadas de reforço. Os laminados apresentaram tensão de ruptura superior à tensão da matriz, com surgimento de múltiplas fissuras para o laminado com maior volume de fibras. Na avaliação da influência da dimensão da amostra, observou-se que o maior comprimento de fibra permitiu melhor ancoragem e maior número de fissurados do laminado. O modo de ruptura dos laminados foi caracterizado tanto pela abertura de uma única fissura, quanto pelo aparecimento de múltiplas fissuras, sendo influenciado pelas variáveis envolvidas.

De modo geral, compósitos com fibras curtas não apresentam o comportamento de múltipla fissuração como acontece com os compósitos com fibras longas e alinhadas. Isto porque as fibras que cruzam a fissura, durante a fissuração da matriz, não possuem comprimento de embebedimento suficiente para a transferência de tensões, ao longo de seu comprimento, para as regiões não fissuradas da matriz. O comportamento pós fissuração é caracterizado como “softening”, com predominância de arrancamento das fibras, onde as tensões desenvolvidas são aquelas decorrentes do processo de coesão da interface fibra-matriz e do deslizamento friccional (VELASCO, 2008).

O endurecimento do concreto à tração (*tension stiffening*) foi caracterizado por Boulay *et al.* (2004), os quais desenvolveram um compósito a base de cimento com a finalidade de apresentar comportamento de endurecimento pós-fissuração e alta resistência à tração. Este tipo de compósito possibilita a utilização de até 11%, em volume, de três tipos de fibras com geometrias variadas. Os resultados confirmaram o comportamento de endurecimento do material à tração, apresentando resistência à tração média de 20 MPa e módulo de elasticidade de 55,5 GPa.

Com relação à execução do ensaio de tração direta, este tornou-se um desafio na área de materiais à base de cimento, devido à dificuldade e ao grande número de fatores que envolve a perfeita realização do mesmo. Devido a esta complexidade, métodos indiretos foram adotados para a obtenção dos valores de tração, como por exemplo, o ensaio de tração na flexão e o ensaio de tração por compressão diametral. Entretanto, apesar da existência de uma correlação entre os resultados obtidos pelo ensaio de tração direta com os resultados obtidos através dos ensaios indiretos, estes não são suficientes para descrever o comportamento dos compósitos pós-fissuração. Devido a este fato e aliado à ausência de um teste padrão para amostras submetidas a esforços de tração direta, há a necessidade do aprimoramento e desenvolvimento de um aparato para este ensaio.

Conforme citado por Lima *et al.* (2005), os primeiros ensaios de tração direta em materiais à base de cimento foram realizados conforme ensaios executados em barras de aço, o que acarretou o surgimento de alguns problemas na execução do ensaio e, conseqüentemente, nos resultados obtidos. O primeiro problema encontrado é decorrente do esmagamento da amostra devido à pressão da garra da máquina de ensaio, resultando em dano da amostra e concentração de tensões. O segundo refere-se à dificuldade no alinhamento, podendo gerar excentricidade na amostra durante o ensaio, transformando-se o ensaio de tração direta em flexo-tração.

Segundo alguns pesquisadores, citados por Lima *et al.* (2005), a primeira tentativa em solucionar a questão do esmagamento da amostra concentrou-se na colagem de placas de alumínio nas laterais da amostra de forma a evitar o seu contato direto com as garras da máquina de ensaio. Outros optaram pela transmissão indireta de carregamento através da colagem das amostras, com adesivo epóxi, a uma estrutura auxiliar que seria fixa na garra da máquina de ensaio. Desta forma a transferência de cargas da máquina para a amostra poderia ser por tração, quando da colagem do topo da amostra na peça auxiliar, ou por cisalhamento, quando da colagem de placas somente nas laterais da amostra.

Para concreto reforçado de fibras de aço o aspecto mais importante do seu desempenho mecânico é, provavelmente, o comportamento à tração. No entanto, como em todos os compósitos com matriz quebradiça, um ensaio de tração uniaxial é difícil de executar, especialmente se a resposta pós-pico é desejada (BARRAGÁN, 2002). No entanto, existem vários estudos em que os testes de tensão uniaxial foram realizados.

Alguns estudos realizados, como, por exemplo, por Li *et al.* (1998), utilizaram chapas relativamente finas (como painéis ou barras de espessura 20 milímetros sem entalhes) de concreto reforçado de fibras de aço para a obtenção da resposta. O principal problema deste tipo de ensaio é que a ruptura pode ocorrer nas garras onde se prende a amostra, devido à concentração de tensões e pressões multiaxiais. Para evitar tal ruptura, as extremidades da amostra são frequentemente fixadas nas garras através de amortecedores de borracha, como, por exemplo, padrão EFNARC (1993).

Banthia *et al.* (1993) havia realizado outra abordagem para evitar este problema, utilizando painéis "dogbone" com uma seção transversal central reduzida, onde ocorre a fissuração, o que também facilita a medição dos deslocamentos. Esta configuração também proporciona o

controle estável do teste, desde que a ruptura e a fissuração não ocorra fora do comprimento útil dos sensores de deslocamento.

Cilindros entalhados têm sido utilizados por diversos pesquisadores em ensaios de tração uniaxial. Groth e Noghabai (1996) testaram cilindros de 70 mm de diâmetro e 170 mm de comprimento com um entalhe semicircular suave de raio de 10 mm. Rossi (1997) utilizou cilindros de 74 mm de diâmetro com profundidade do entalhe de 15 mm. Stang e Bendixen (1998) utilizaram cilindros de 130 mm de diâmetro com entalhe de 10 mm de profundidade. Plizzari *et al.* (2000) utilizaram cilindros altos de 80 mm de diâmetro e 210 mm, com profundidade do entalhe de 4 mm.

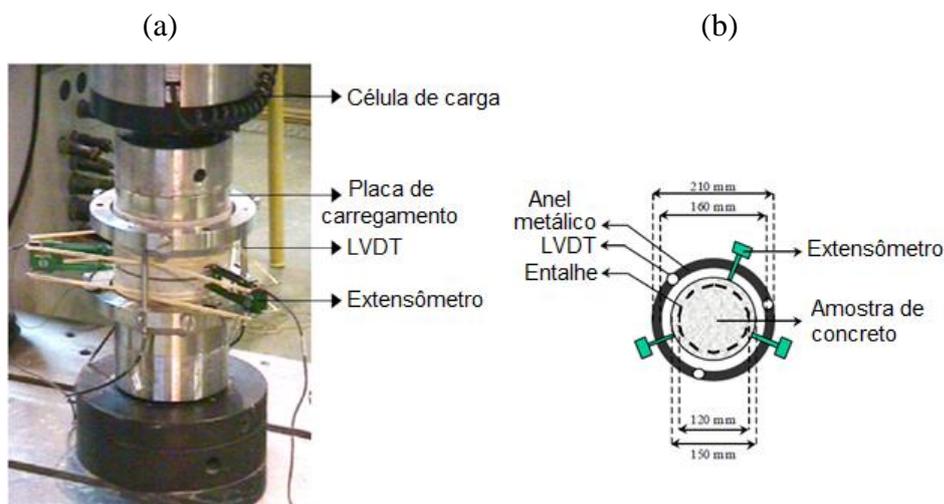
Há, no entanto, duas questões importantes que devem ser abordadas em tais testes: a concentração de tensão nas extremidades do entalhe, que leva a uma menor resistência à tração, e o controle de teste que precisa da média das duas aberturas de entalhe.

Barragán (2002) realizou o ensaio de tração direta para concreto reforçado com fibras de aço, baseado na recomendação proposta por RILEM TC 162 TDF (2001), o qual propõe um cilindro entalhado de 150 mm de diâmetro e 150 mm de altura para execução do ensaio. O autor realizou os ensaios para diferentes níveis de resistência e frações de volume de fibras. Para o concreto de resistência normal, de 25 MPa, foram utilizadas dosagens de 0, 25 kg/m<sup>3</sup> e 75 kg/m<sup>3</sup> de fibras, enquanto que para o concreto de alta resistência, de 70 MPa, foram utilizadas dosagens de 0 e 25 kg/m<sup>3</sup> de fibras. As amostras foram diretamente coladas às placas de carregamento da máquina e o ensaio foi controlado pela média de três deslocamentos, utilizando, para isso, três extensômetros Epsilon, medidos em distâncias iguais (colocados a 120° entre si) ao longo do perímetro do corpo de prova. A fim de obter as leituras individuais da abertura de fissura ao redor da região entalhada, foram posicionados, em anéis de metal, três transdutores LVDTs, também colocados a 120° entre si, de forma que eles ficassem entre os extensômetros colocados. A configuração do ensaio realizado pelo autor está mostrada na Figura 2.7.

De acordo com o autor, nos ensaios do concreto de resistência normal a fissuração ocorria geralmente ao longo do plano entalhado. Contudo, em alguns casos, principalmente nos modelos com alta dosagem de fibras, ocorreu grande fissuração nas regiões fora do entalhe ou em uma das extremidades do corpo de prova. Isso se deve, provavelmente, à profundidade insuficiente do entalhe, que era de 10 mm. Já nos ensaios do concreto de alta resistência os modelos romperam corretamente na região, o que pode ser atribuído à uma menor dosagem de

fibras. O autor também verificou que as leituras dos extensômetros de dos transdutores eram praticamente idênticas. Para todos os modelos considerados, o comportamento da relação tensão-deslocamento foi praticamente linear até a carga de pico, ocorrendo pequena não linearidade no comportamento pós-pico.

Figura 2.7 - Configuração do ensaio de tração direta (BARRAGÁN, 2002)



Velasco (2008) avaliou a influência do reforço fibroso nas propriedades de tração direta em amostras cilíndricas e prismáticas, adicionando 0%, 1%, 1,5% e 2%, em volume, de fibras de aço. As amostras prismáticas foram moldadas na direção paralela (horizontal) e perpendicular (vertical) ao plano de vibração para se estudar o efeito de uma orientação preferencial das fibras ao longo do plano horizontal.

Antes de Velasco (2008) iniciar sua pesquisa experimental, a autora executou uma série de ensaios preliminares para determinação da geometria e configuração de ensaio mais adequadas para caracterização do comportamento mecânico dos concretos fibrosos, quando submetidos a esforços de tração. Na primeira fase de testes, três diferentes geometrias de corpos de prova foram avaliadas em amostras cilíndricas, segundo configurações de ensaio distintas. Na primeira configuração, os corpos de prova foram ensaiados em condições rotulados, e na segunda, os corpos de prova foram testados sob condições fixas, ou seja, com todo o sistema rígido, sem presença de rótulas. Nesta fase, estes parâmetros foram avaliados somente com uma fração volumétrica de fibra. A título comparativo, amostras prismáticas foram testadas utilizando uma única geometria de amostra e sob a condição rotulada.

Um procedimento do ensaio de tração direta foi desenvolvido no Laboratório de Concreto de FURNAS Centrais Elétricas S.A., dando origem ao Dispositivo Leroy, o qual consiste de

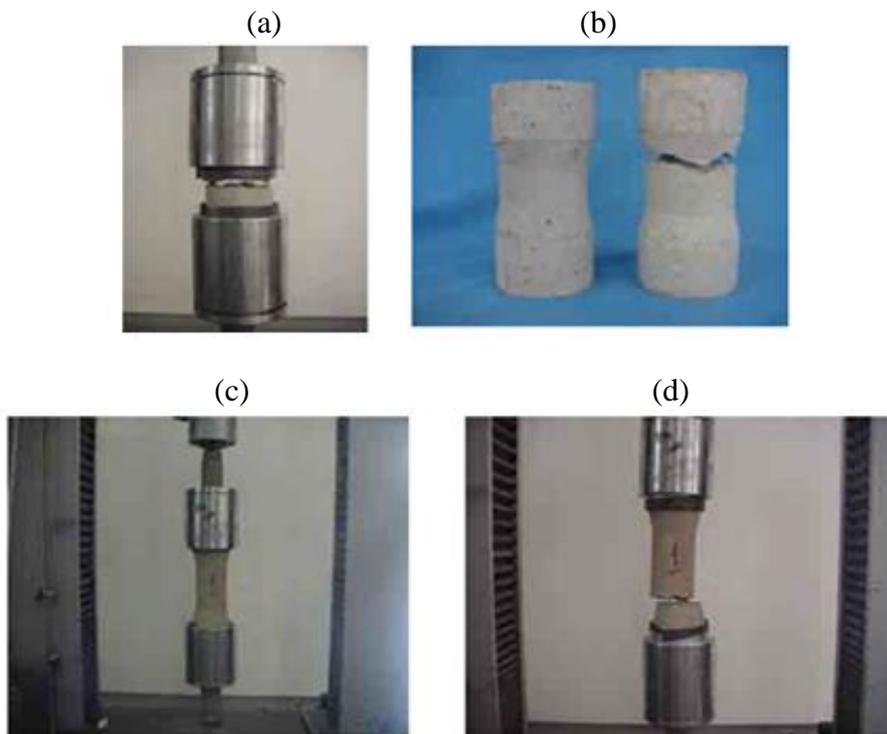
cilindros de aço contendo uma mola em seu interior, cuja conicidade desta permite a retenção da amostra, peças rosqueadas, pinos rotulados e barras de aço maciça, como mostrado na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Acessórios do dispositivo de tração para amostras cilíndricas (VELASCO, 2008)



Na primeira geometria avaliada, as amostras possuíam as seguintes dimensões, com referência à Figura 2.10:  $H = 200$  mm,  $De = 100$  mm,  $Di = 90$  mm,  $Rc = 55$  mm,  $RT = 20$  mm e  $Sc = 50$  mm. Entretanto, a autora verificou que a região do corpo de prova submetida ao esforço de tração direta era pequena e que as tensões estavam se concentrando nas extremidades desta região, como mostrado na Figura 2.9-a-b.

Figura 2.9 - Primeira geometria analisada: (a) configuração do ensaio e (b) ruptura do corpo de prova. Segunda geometria analisada: (c) início do ensaio e (d) ruptura da amostra (VELASCO, 2008)



Com isso, a autora alterou a geometria para as seguintes dimensões:  $H = 300$  mm,  $D_e = 100$  mm,  $D_i = 75$  mm,  $R_c = 55$  mm,  $R_T = 45$  mm e  $S_c = 100$  mm, o que também não deu certo, pois os modelos continuaram rompendo fora da seção central, a qual era pretendida pela autora para ocorrer a concentração das tensões, mostrado na Figura 2.9-c-d.

Por conseguinte, Velasco (2008) realizou diversas análises numéricas através do programa DIANA 8.1, com o objetivo de auxiliar no desenvolvimento da geometria do corpo de prova, buscando minimizar a possibilidade de ocorrência da ruptura tanto na seção de aplicação de carga, quanto no final da transição da seção transversal (observadas nos ensaios preliminares). Estas análises visaram encontrar a geometria do corpo de prova ideal, com ruptura por tração direta na seção central.

Assim, a geometria final das amostras desenvolvida por Velasco (2008) é mostrada na Figura 2.10, a qual ilustra o corpo de prova dividido em seções, cujas dimensões são: valor do diâmetro interno, que corresponde à região de fixação dos transdutores elétricos para leitura das deformações ( $D_i=75$ mm); seção central ( $S_c=100$ mm); região de transição entre os diâmetros interno e externo ( $R_T=95$ mm); região interna da extremidade do corpo de prova ( $R_c=55$ mm); e altura ( $H=400$ mm). A transição entre as diferentes seções dos corpos de prova se dá em formato de curva, com o objetivo de minimizar a concentração de tensões nas extremidades desta região. A Figura 2.11 mostra a configuração utilizada nos ensaios de tração direta.

Figura 2.10 - Desenho esquemático da geometria dos corpos de prova cilíndricos (VELASCO, 2008)

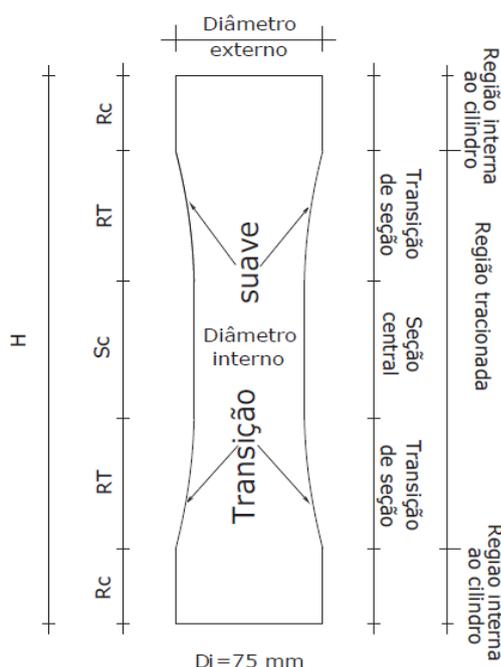
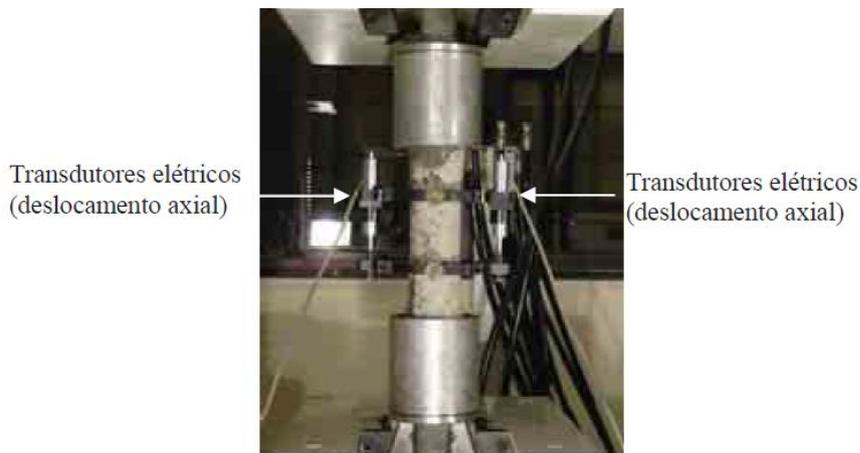


Figura 2.11 - Configuração do ensaio de resistência à tração direta (FURNAS-COPPE), para amostras cilíndricas (VELASCO, 2008)



Os valores de tensão dos ensaios de Velasco (2008) em amostras cilíndricas foram calculados a partir da equação (2.5), onde  $F$  é a carga aplicada e  $A_{cp}$  é a área de ruptura corpo de prova:

$$\sigma = \frac{F}{A_{cp}} \tag{2.5}$$

O aparato utilizado por Velasco (2008) para a realização do ensaio de tração direta em amostras prismáticas foi desenvolvido por Lima (2004) e adaptado por Velasco (2008), e consiste de dois acessórios ligados entre si por pinos de fixação, mostrado na Figura 2.12. A geometria das amostras prismáticas utilizada pela autora é similar ao apresentado anteriormente nas amostras cilíndricas, mostrada na Figura 2.13, e foram moldadas na direção paralela (horizontal) e perpendicular (vertical) ao plano de vibração.

Figura 2.12 - Aparato desenvolvido para o ensaio de tração direta (VELASCO, 2008)

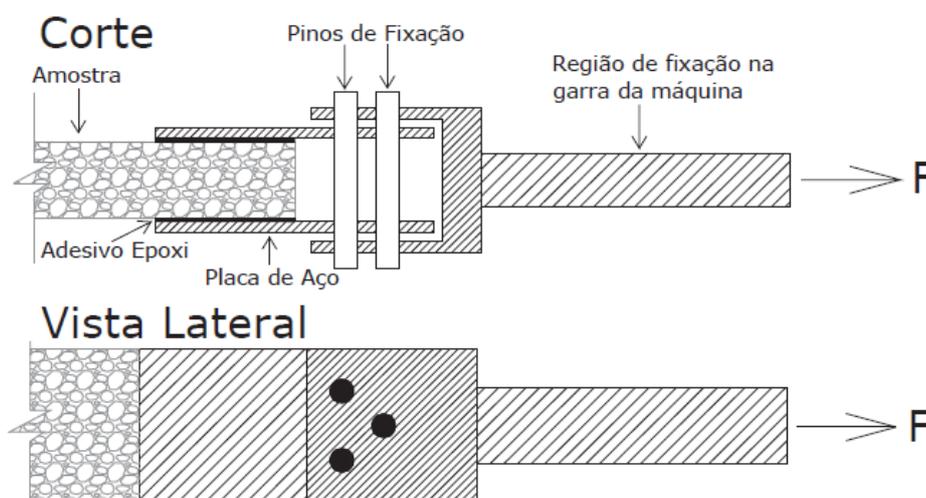
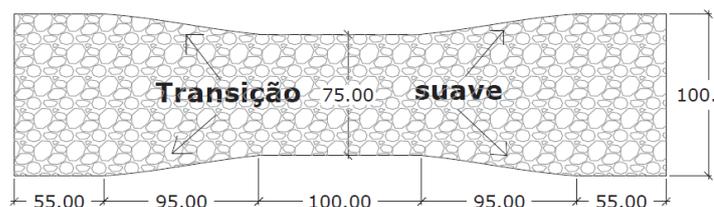
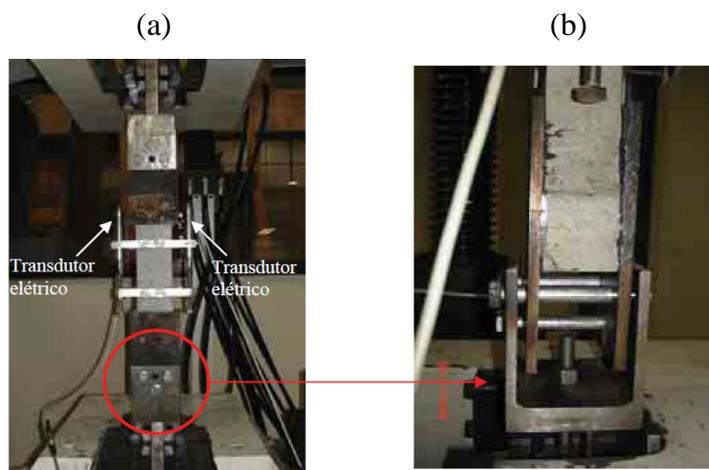


Figura 2.13 - Desenho esquemático da geometria e dimensões da amostra prismática, onde as dimensões estão em mm (VELASCO, 2008)



Velasco (2008) verificou que nas amostras prismáticas moldadas na direção paralela ao eixo de vibração, as fibras tendem a se orientar paralelamente à base do molde, alinhando-se na direção do carregamento e, conseqüentemente, há um maior número de fibras cruzando as fissuras, permitindo a transferência de tensões entre as regiões não fissuradas da matriz. Nas amostras prismáticas moldadas na direção perpendicular ao eixo de vibração, as fibras encontram-se dispersas aleatoriamente no interior da massa de concreto, semelhante às amostras cilíndricas. A Figura 2.14 mostra a configuração utilizada nos ensaios de tração direta, utilizando o sistema de três pinos.

Figura 2.14 - Configuração do ensaio de resistência à tração direta: (a) amostras prismáticas e (b) detalhe do sistema de fixação das amostras (VELASCO, 2008)



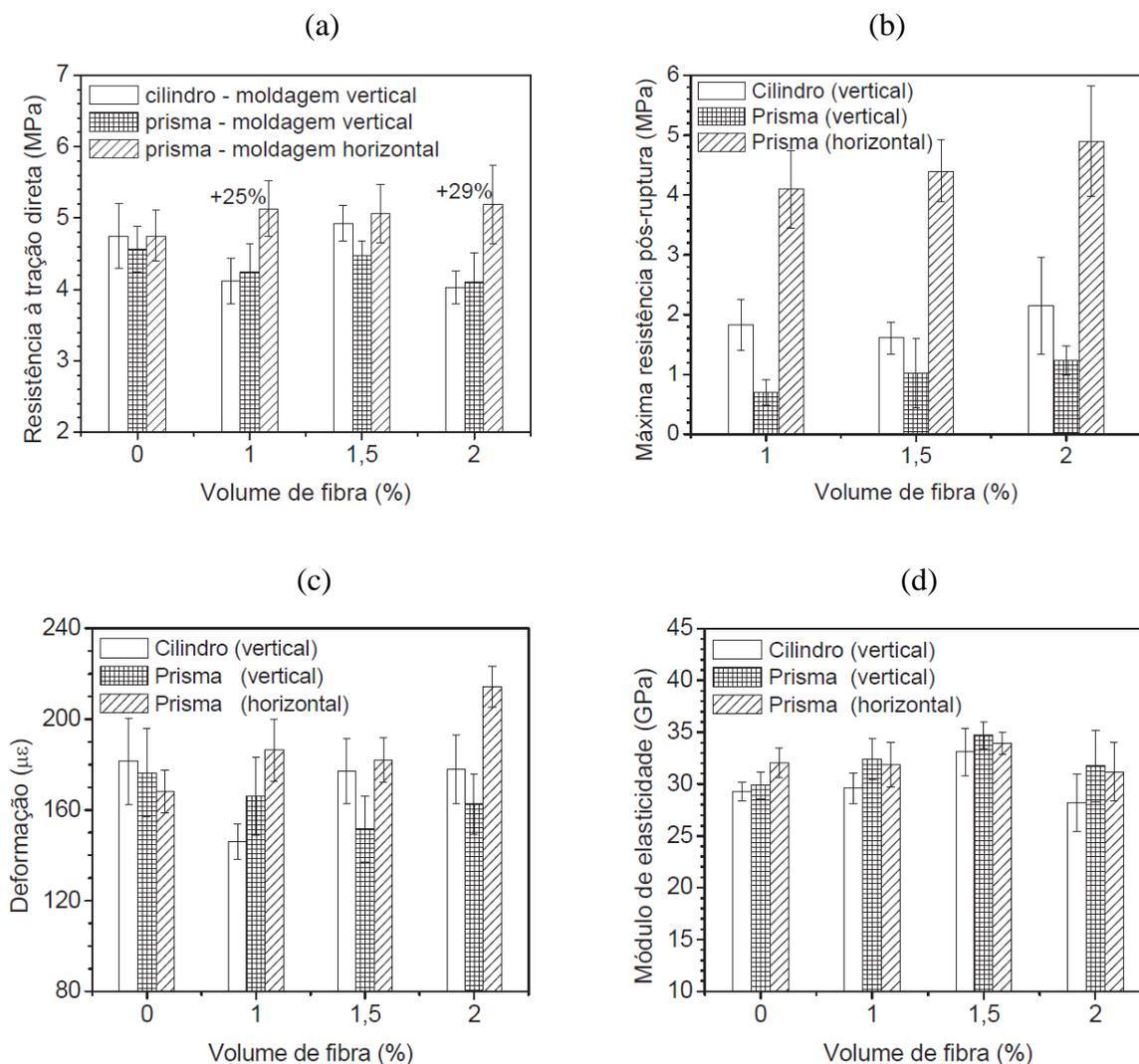
Os valores de tensão dos ensaios de Velasco (2008) em amostras prismáticas foram calculados a partir da equação (2.6), onde  $F$  é a força aplicada,  $e$  é a espessura do corpo de prova, e  $b_{cp}$  é a largura do corpo de prova (seção central):

$$\sigma = \frac{F}{b_{cp} e} \quad (2.6)$$

Todos os testes foram realizados sob condições fixas, sem a possibilidade de rotação da amostra durante o ensaio. A Figura 2.15 apresenta uma análise comparativa entre as amostras

cilíndricas e as amostras prismáticas. Assim, Velasco (2008) concluiu que os resultados obtidos por meio de amostras prismáticas, moldadas na direção horizontal, são mais representativos para descrever comportamento dos compósitos utilizados em elementos estruturais, como vigas e lajes, cuja moldagem é na direção horizontal, sendo que o método de adensamento utilizado em todos os corpos de prova foi através da mesa vibratória.

Figura 2.15 - Propriedades das amostras prismáticas e cilíndricas: (a) resistência; (b) resistência máxima pós-fissuração (c) deformação e (d) módulo de elasticidade (VELASCO, 2008)



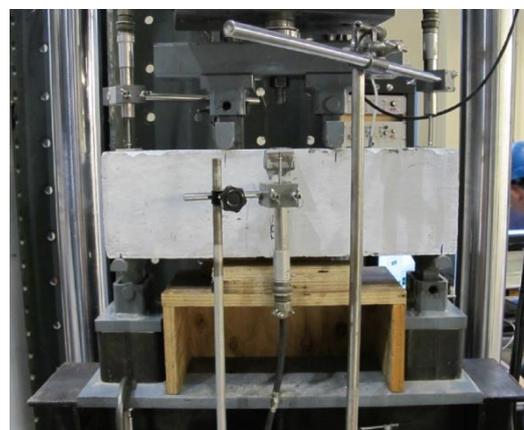
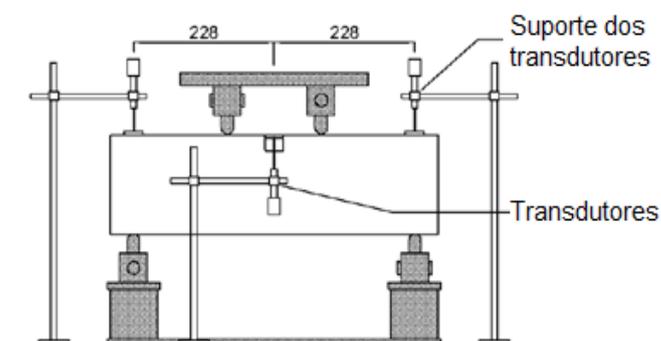
Neste trabalho, o ensaio de tração direta será baseado nos ensaios em corpos de prova cilíndricos realizados por Velasco (2008) e será detalhado mais adiante no capítulo do programa experimental.

Deluce (2011) também realizou ensaios de tração direta. Ele desenvolveu quatro tipos de traços de concreto em sua pesquisa, a fim de investigar alguns parâmetros, incluindo a taxa de armadura, teor de fibra na mistura e a relação de aspecto da fibra ( $l_f/d_f$ ), e a resistência à

compressão para todos os traços era de 70 MPa aos 28 dias. Os volumes de fibras que o autor utilizou foram: 0%, 0,5%, 1,0% e 1,5%. Foram utilizados três tipos de fibras de aço nas misturas com relação de aspecto ( $l_f/d_f$ ) de 79, 55 e 48.

Como Deluce (2011) tinha como um dos seus objetivos o estudo do comportamento dos corpos de prova de concreto reforçado com fibras de aço quando sujeitos à tração, ele realizou três tipos de ensaios. Um deles foi a determinação de forma indireta por meio do ensaio de flexão de quatro pontos, em corpos de prova prismáticos, conforme ASTM C 1609 e RILEM TC 162, mostrado na Figura 2.16. O outro foi o ensaio de tração direta em corpos de prova com formato de “osso de cachorro” (*‘dog-bone’ tests*), mostrado na Figura 2.17. Por último e mais importante de sua pesquisa, foram os ensaios com corpos de prova prismáticos, reforçados com um vergalhão no centro e ao longo do comprimento do corpo de prova, submetidos à tração direta através da tração do próprio vergalhão para determinar o comportamento da fissuração e o enrijecimento do concreto à tração para concretos reforçados com fibras de aço com armadura de aço, mostrado na Figura 2.18.

Figura 2.16 - Esquema de ensaio de flexão de quatro pontos, onde as dimensões estão em mm (DELUCE, 2011)



A partir dos ensaios de flexão, para as duas normas, o autor pôde concluir que a adição de fibras não tiveram influência na tensão de fissuração do concreto para todos os traços, porém elas melhoraram a ductilidade no regime pós-pico. Ele também concluiu neste ensaio que houve aumento da capacidade de transferência de carga na pós-fissuração em quase todos os corpos de prova de concreto reforçado com fibras de aço, e isso aumentava à medida que o teor de fibras e a relação de aspecto das fibras aumentavam.

Figura 2.17 - Esquema de ensaio de “dog-bone”, onde as dimensões estão em mm (DELUCE, 2011)

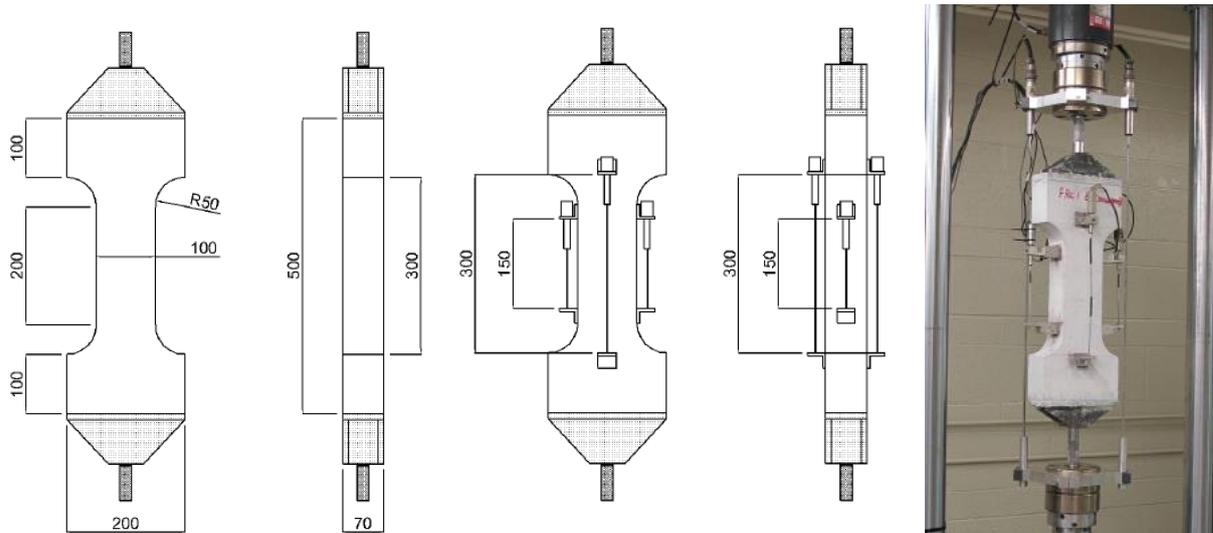
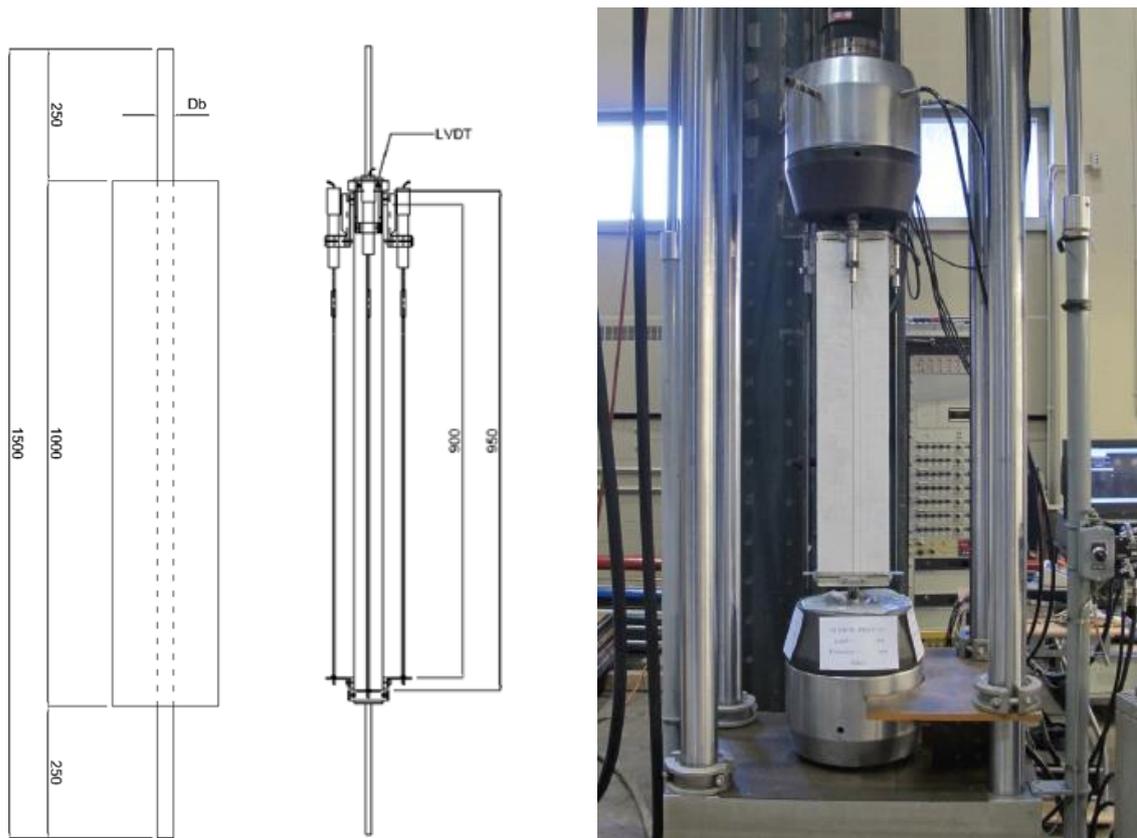


Figura 2.18 - Esquema de ensaio de tração direta com armadura convencional, onde as dimensões estão em mm (DELUCE, 2011)



Já a partir dos ensaios de tração direta “*dog-bone*”, o autor pôde concluir que a adição de fibras também não tiveram influência na tensão de fissuração do concreto, porém elas também melhoraram a ductilidade no regime pós-pico e essa melhora era ainda maior conforme o aumento da relação de aspecto das fibras. Ele também constatou que o aumento do volume de

fibras e a relação de aspecto maior causaram um aumento na resistência residual e um retardamento da queda da carga no regime pós-pico, e também se tornaram mais propensas a causar o encruamento (aumento de tensão conforme o aumento da deformação).

No ensaio de tração direta com vergalhão como reforço, foram observados o comportamento da fissuração e a relação entre o carregamento e o alongamento da barra tracionada, que é importante na investigação do comportamento de enrijecimento do concreto à tração. O aumento do teor de fibras tendeu a diminuir o espaçamento médio entre as fissuras devido ao aumento do número de fibras que estavam disponíveis para transmitir o carregamento entre as fissuras. O autor também concluiu que as fibras com diâmetro menor reduziu o espaçamento entre as fissuras, já o comprimento das fibras pareceu ter efeito somente se elas forem longas de tal forma que consiga unir duas fissuras com espaçamento curto. Por último, o autor propôs um novo modelo de espaçamento entre as fissuras, o qual representou parâmetros como o tamanho do agregado graúdo, taxa de armadura, tamanho da barra de reforço, teor de fibra, o comprimento das fibras, diâmetro da fibra e fator de orientação das fibras.

### **2.2.2 Comportamento ao cisalhamento**

É entendido que a ruptura por cisalhamento em concreto é do tipo frágil. Para minimizar este efeito, estudos têm sido realizados para mostrar a eficiência do reforço fibroso no controle e melhoria do desempenho ao cisalhamento em concretos estruturais.

Imam e Vandewalle (1996) mostraram que a adição de fibras de aço em concretos de alta resistência contendo apenas armadura longitudinal aumentou significativamente a capacidade de carga e a resistência última ao cisalhamento. Os autores verificaram que a ruptura passou de frágil a dúctil e que houve redução tanto das deformações horizontais quanto da deflexão.

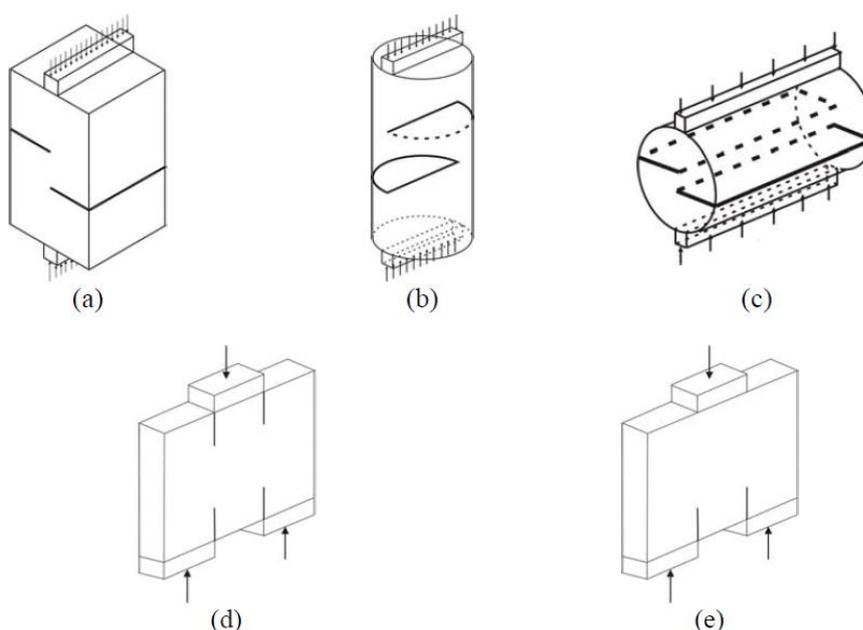
Casanova e Rossi (1996) compararam vigas de concreto armado de alta resistência contendo armadura longitudinal e armadura transversal, com vigas de concreto armado de alta resistência, estas contendo apenas armadura longitudinal e fibras de aço. Eles concluíram que o uso de fibras metálicas como reforço transversal (resistente ao esforço cisalhante) é possível, pois o mesmo comportamento ao cisalhamento foi observado nas vigas com armaduras longitudinais, sem estribos e com 1,25% de fibras de aço e nas vigas com 1,1% de armadura tradicional (armaduras longitudinais com estribos). Além disso, os autores observaram também que as vigas com fibras de aço tiveram comportamento mais dúctil, tensão pós-fissuração maior e menores aberturas de fissuras.

Um dos ensaios que proporcionam uma avaliação do comportamento do concreto fibroso sujeito a tensões de cisalhamento é o ensaio de cisalhamento direto, mas também existem ensaios em vigas e em consolos. Os ensaios de cisalhamento direto são necessários para compreender o comportamento básico da transferência de cisalhamento no concreto. Já os ensaios em vigas e consolos são necessários para entender o comportamento da estrutura de concreto reforçado com fibras.

De acordo com Araújo (2002), existem diversos trabalhos na literatura a respeito de ensaios de cisalhamento direto em concreto reforçado com fibras. Alguns desses ensaios foram realizados em corpos de prova com armadura transversal ao plano de cisalhamento, normalmente empregados no estudo da chamada teoria atrito-cisalhamento. Existem também trabalhos que tratam de ensaios que foram realizados em corpos de prova sem armadura.

Apesar de ter diversos trabalhos, ainda não existe ainda um padronizado para determinar as propriedades mecânicas do concreto fibroso sujeito a tensões de cisalhamento, apesar de existirem vários formatos de corpos de prova, como mostrado na Figura 2.19.

Figura 2.19 - Diferentes tipos de corpos-de-prova para ensaios de cisalhamento (BARRAGÁN, 2002)



Vários tipos de corpos de prova, mostrado na Figura 2.19, sujeitos a forças de compressão ou de flexão podem ser usados com o objetivo de solicitar um plano prescrito a esforços de cisalhamento. Um tipo de ensaio muito utilizado para estimar a resposta do material às tensões de cisalhamento é o ensaio de cisalhamento direto (*push-off test*) mostrado na Figura 2.19-a, com diferentes variações, realizado por alguns pesquisadores.

A geometria escolhida por Barragán (2002), mostrada na Figura 2.19, para realização do ensaio de cisalhamento direto é similar àquelas usadas por Barr (1986), Swamy *et al.* (1987), Hsu *et al.* (1987), Balaguru e Dipsia (1993), Valle e Buyukozturk (1993) e Khaloo e Kim (1997), a qual é formada por um corpo de prova prismático, de concreto reforçado com fibras de aço, formado por dois blocos em formato de L, com dois entalhes para medir o comportamento da tensão de cisalhamento *versus* deslocamento. O autor optou por essa geometria porque ela parece dar uma boa aproximação das forças de cisalhamento que podem ser transferidas através da fissura e, conseqüentemente, a indicação da tenacidade ao cisalhamento.

Outros formatos de corpos de prova de cisalhamento direto são aqueles com dois planos de cisalhamento que são mais estáveis que os com apenas um plano, porém os planos podem apresentar resistências diferentes e, por isso, é preciso trabalhar com a média das resistências (Figura 2.19d-e).

Ensaio de cisalhamento direto foram realizados por Valle e Büyüköztürk (1993) em corpos de prova do tipo Z (Figura 2.19a) com armadura transversal ao plano de cisalhamento. O objetivo era investigar os efeitos da combinação das fibras de aço com a armadura convencional no comportamento ao cisalhamento do concreto. Nos ensaios foram variados a resistência do concreto, o tipo de fibra (de aço e de polipropileno) e, por último, a presença de estribos atravessando o plano de cisalhamento. Para isso, eles utilizaram corpos de prova com dimensões de 533 mm x 254 mm x 76 mm com um plano de cisalhamento de 19335 mm<sup>2</sup>. Nesses ensaios, a resistência à compressão do concreto variava de 26 MPa a 80 MPa, as fibras eram de aço e de polipropileno com volume constante igual a 1,0%. Eles obtiveram aumentos da resistência ao cisalhamento em corpos de prova de concreto de alta resistência reforçado com fibras (60% com as fibras de aço e 17% com fibras de polipropileno) que nos corpos de prova de concreto de resistência normal (36% com as fibras de aço e nenhum aumento com as de polipropileno). Eles também observaram um aumento de 18% na resistência ao cisalhamento quando compararam os resultados obtidos dos corpos de prova de concreto de alta resistência reforçado apenas com fibras de aço com os resultados dos corpos de prova de concreto de resistência normal reforçado apenas com armadura. A melhora da performance do concreto de alta resistência reforçado com fibras foi atribuída à melhoria da aderência entre a fibra e a matriz devida à adição de sílica ativa. Eles verificaram também que em todos os ensaios as fibras melhoraram a ductilidade do concreto onde, no concreto de alta resistência produziu uma tenacidade, aproximadamente, cinco vezes maior que a observada no concreto

de alta resistência sem fibras. Nos corpos de prova reforçados apenas com fibras, a ruptura ocorreu pela formação de numerosas e pequenas fissuras diagonais no plano de cisalhamento, que se uniram e resultaram na formação de uma banda de fissuração ao longo do plano de cisalhamento. Tanto as fibras de aço quanto as de polipropileno no concreto de resistência normal foram arrancadas. No concreto de alta resistência com fibras de aço, em consequência da melhoria na aderência entre a fibra e a matriz, algumas fibras escoaram e outras romperam.

Khaloo e Kim (1997) também realizaram ensaios em corpos de prova de cisalhamento direto do tipo Z, mostrado na Figura 2.16-a, com dimensões de 520 mm x 300 mm x 125 mm e plano de cisalhamento de 27500 mm<sup>2</sup>, porém com armadura transversal ao plano de cisalhamento. Nesses ensaios, a resistência à compressão do concreto variou de 28 MPa a 72 MPa e o volume de fibras variou de 0,0% a 1,5%. Os autores observaram que a adição de 1,0% de fibras de aço com gancho nas extremidades e relação de aspecto igual a 58 ( $L_f = 32$  mm) aumentou a resistência ao cisalhamento em 84% do corpo de prova com concreto de 70 MPa de resistência, e, com a adição de 1,5% da mesma fibra, aumentou 105%, quando comparado ao corpo de prova sem adição de fibras. Quando a esse mesmo concreto foi adicionado 1,0% de fibras com relação de aspecto igual a 29 ( $L_f = 16$  mm), a resistência ao cisalhamento aumentou em 38%, e com adição de 1,5% da mesma fibra aumentou em 62%. Os autores também observaram que quanto menor a resistência à compressão do concreto, menor era o aumento da resistência ao cisalhamento dos corpos de prova. Esse comportamento deve-se ao aumento da aderência entre a fibra e a matriz na medida em que a resistência à compressão foi aumentada. Eles também concluíram que, para melhorar o comportamento do concreto de alta resistência ao cisalhamento, deveriam ser empregadas fibras com elevada relação de aspecto, em quantidades maiores que no concreto convencional. A partir dos ensaios, Khaloo e Kim (1997) propuseram as seguintes equações empíricas para avaliação da tensão de cisalhamento relativa à primeira fissura ( $\tau_{cr}$ ), equação (2.7), e da tensão de cisalhamento máxima do concreto reforçado com fibras ( $\tau_u$ ), equação (2.8):

$$\tau_{cr} = (A_{cr} + B_{cr}V_f + C_{cr}V_f^2 + D_{cr}V_f^3)\sqrt{f_c} \quad , \text{ em MPa} \quad (2.7)$$

$$\tau_u = (A_u + B_uV_f + C_uV_f^2 + D_uV_f^3)\sqrt{f_c} \quad , \text{ em MPa} \quad (2.8)$$

Onde  $V_f$  o volume de fibras, em %, e  $f_c$  a resistência à compressão do concreto, em MPa. As constantes A, B, C e D, obtidas experimentalmente para a tensão de cisalhamento relativa à primeira fissura e para a tensão de cisalhamento última estão apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Constantes das equações empíricas propostas por Khaloo e Kim (1997)

Constante Experimental	Força relativa à primeira fissura		Força máxima	
	Relação de aspecto ( $L_f/D_f$ )			
	29	58	29	58
A	0,650	0,650	0,650	0,650
B	-0,393	0,150	0,123	0,460
C	0,800	-0,080	0,080	-0,080
D	-0,347	0,040	-0,013	0,000

Antes da fissuração da matriz, o comportamento do compósito foi assumido como sendo linear, como mostra a equação (2.9). O módulo de cisalhamento ( $G_{cr}$ ) foi obtido da curva tensão *versus* deslocamento vertical e definido como a razão entre a tensão de cisalhamento correspondente à primeira fissura e o valor do deslocamento vertical corresponde a essa tensão. O valor médio do módulo de cisalhamento foi assumido como sendo 33,1 MPa/mm.

$$\tau_c = G_{cr}\delta \text{ e } \tau_c \leq \tau_{cr}, \text{ em MPa} \quad (2.9)$$

Após a fissuração da matriz, o comportamento do compósito foi assumido como sendo linear, como mostra a equação (2.10), e dependente do volume de fibras, da relação de aspecto da fibra e da resistência à compressão do concreto.

$$\tau_c = \tau_{cr} + G_{pc}(\delta_u - \delta_{cr}) \text{ e } \tau_{cr} \leq \tau_c \leq \tau_u, \text{ em MPa} \quad (2.10)$$

Onde  $\tau_c$  é a tensão de cisalhamento resistida pelo compósito,  $G_{pc}$  o módulo de cisalhamento obtido da curva tensão *versus* deslocamento vertical na região pós-fissuração dado pela equação (2.11),  $L_f$  o comprimento da fibra, em mm e  $D_f$  o diâmetro da fibra, também em mm.

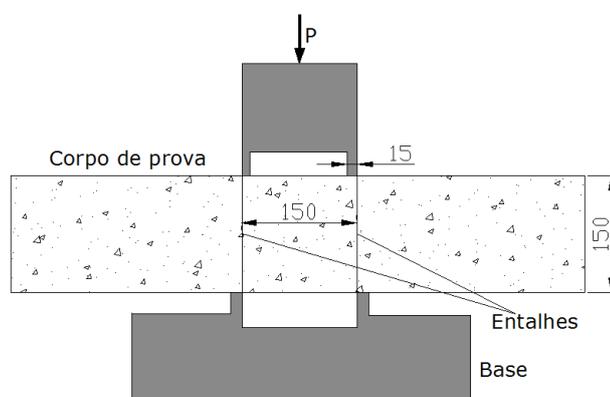
$$G_{pc} = 0,68V_f^{0,62}(L_f/D_f)^{0,37}f_c^{0,165}, \text{ em MPa} \quad (2.11)$$

Barragán (2002) também realizou ensaios em corpos de prova de cisalhamento direto do tipo Z com dimensões de 260 mm x 150 mm x 150 mm e com plano de cisalhamento de 9000 mm<sup>2</sup>, conforme o esquema mostrado na Figura 2.19.a. Nesses ensaios, duas matrizes foram estudadas, uma com resistência à compressão de 35 MPa e outra de 70 MPa. Em cada mistura, duas dosagens de fibras de aço com gancho nas extremidades e relação de aspecto igual a 80 (comprimento da fibra,  $L_f$ , de 30 mm e 60 mm) foram incorporadas nas frações de 0,25% e 0,50% do volume total do concreto. O autor concluiu que este tipo de ensaio é capaz de demonstrar a capacidade de dissipação da energia do concreto reforçado com fibras de aço no regime pós fissuração. Ele concluiu também que, ao adicionar fibras de aço no concreto, ele obteve melhorias na ductilidade do concreto durante a ruptura por cisalhamento e na resistência ao cisalhamento do concreto de resistência normal assim como no de alta

resistência. Entretanto, essas melhorias foram mais significantes no concreto de alta resistência, em virtude da melhor aderência entre a fibra e a matriz. A partir desses ensaios, estimou-se a tensão de cisalhamento baseando nos parâmetros de tenacidade, incluindo as resistências ao cisalhamento residual e equivalente na abertura da fissura.

Mirsayah e Banthia (2002) realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova prismáticos com dimensões de 150 mm x 150 mm x 500 mm como mostrado na Figura 2.20. Eles utilizaram dois tamanhos de agregado graúdo em uma mesma mistura (9,5 mm e 19,0 mm), dois tipos de fibra (reta com gancho nas extremidades e ondulada com relação de aspecto igual a 50) e volumes de fibras variando de 0,0% a 2,0%. O concreto apresentava uma resistência à compressão de 47 MPa. Nos primeiros ensaios, o plano de ruptura desviou do plano de cisalhamento definido entre o ponto de aplicação do carregamento e o apoio, invalidando os ensaios. Para contornar esse problema, os autores fizeram um entalhe de 15 mm de profundidade em torno do corpo de prova no plano de cisalhamento de modo a orientar a formação da fissura. Com isso, a ruptura ocorreu no plano de cisalhamento e os ensaios produziram resultados válidos.

Figura 2.20 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto, onde as dimensões estão em mm (MIRSAYAH; BANTHIA, 2002)



Mirsayah e Banthia (2002) concluíram que esse esquema de ensaio poderia ser usado para obter as características de cisalhamento do concreto reforçado com fibras, pois tanto para fibras de aço retas como para onduladas foram obtidas significativas melhorias tanto na resistência ao cisalhamento quanto na tenacidade. Essas melhorias foram maiores quanto maior era o volume de fibras. Observaram que a adição de 1,0% de fibras de aço retas aumentou em 55% a resistência ao cisalhamento do corpo de prova quando comparado com o corpo de prova sem adição de fibras. Quando a esse mesmo concreto foi adicionado 1,0% de fibras onduladas, a resistência ao cisalhamento aumentou em 47%. Esse aumento foi ainda

maior quando o volume de fibras adicionado foi de 1,5% (88% para a fibra reta e 52% para a fibra ondulada). Dos dois tipos de fibra, a fibra reta com gancho nas extremidades proporcionou um aumento quase linear da resistência ao cisalhamento com o volume de fibras.

Os ensaios de cisalhamento direto realizados por Nunes (2006) foram executados em corpos de prova cilíndricos e prismáticos. Os cilíndricos tinham dimensões de 150 mm x 300 mm, que foram mantidos fixos ao aparato por uma força de compressão, submetido a cisalhamento direto na metade da altura. O aparato para a realização do ensaio consiste de duas placas circulares de ferro com quatro furos cada placa, quatro tirantes, quatro roscas para a placa superior e quatro para a placa inferior com oito parafusos, sendo quatro para cada lado da placa inferior, e uma placa circular de ferro com o diâmetro do corpo de prova. O esquema dos ensaios não difere muito dos mostrados na Figura 2.19, a não ser pela presença da força de compressão normal ao plano de cisalhamento, a qual é mantida baixa para apresentar pouca influência na resistência ao cisalhamento. Esse aparato foi utilizado para determinar a influência da orientação das fibras com relação ao plano de cisalhamento sobre a resistência ao cisalhamento proporcionada apenas pelas fibras. Para tanto, o plano de cisalhamento era pré-formado durante a moldagem do corpo-de-prova e as fibras eram alinhadas. Tomou-se o cuidado de montar o corpo de prova na disposição mostrada na Figura 2.21 de modo que acontecesse o arrancamento das fibras ou o seu escoamento e futura ruptura quando uma das metades se deslocasse em relação à outra metade do corpo-de-prova. A concretagem dos corpos de prova de Nunes (2006) foi realizada em duas etapas. Na primeira etapa, foi utilizado um molde de concreto com altura igual à metade da altura do corpo de prova menos a espessura do isopor (132,5 mm). Sobre este, foi colocado o isopor com as fibras posicionadas, as quais foram variadas pelo ângulo de inclinação, mostrado na Figura 2.22. A primeira metade do corpo de prova foi concretada sobre esse molde. No dia seguinte, foram retirados o molde de concreto e o isopor, sendo mantido o filme plástico na interface, sendo então realizada a concretagem da segunda metade. O ensaio foi realizado com o aparato na posição horizontal, mostrado na Figura 2.23.

Neste ensaio, foi constatado pela autora a força normal influenciou os resultados após a ruptura da matriz e a formação do plano de cisalhamento, impedindo a caracterização da influência das fibras na resposta pós-pico do concreto. Isso, basicamente, ocorreu pelo fato que com a formação do plano de cisalhamento, além do deslizamento nesse plano deveria ocorrer um afastamento entre as faces do plano de cisalhamento devido à rugosidade da

superfície dessas faces. Esse afastamento deveria solicitar às fibras que atravessassem o plano de cisalhamento, aumentando sua resistência. O que se observou, entretanto, foi que por causa da força normal, o afastamento entre as faces do plano de cisalhamento foi impedido e com isso as fibras não contribuíram no comportamento pós-pico do concreto.

Figura 2.21 - Esquema de ensaio para os corpos-de-prova com fibras alinhadas (NUNES, 2006)

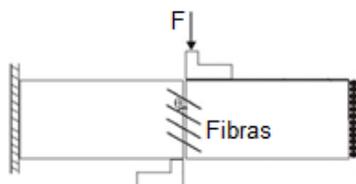


Figura 2.22 - Ligação das fibras no isopor com: (a) inclinação de 90°, (b) inclinação de 60°, (c) inclinação de 30°; (d) desmoldagem da primeira metade (NUNES, 2006)

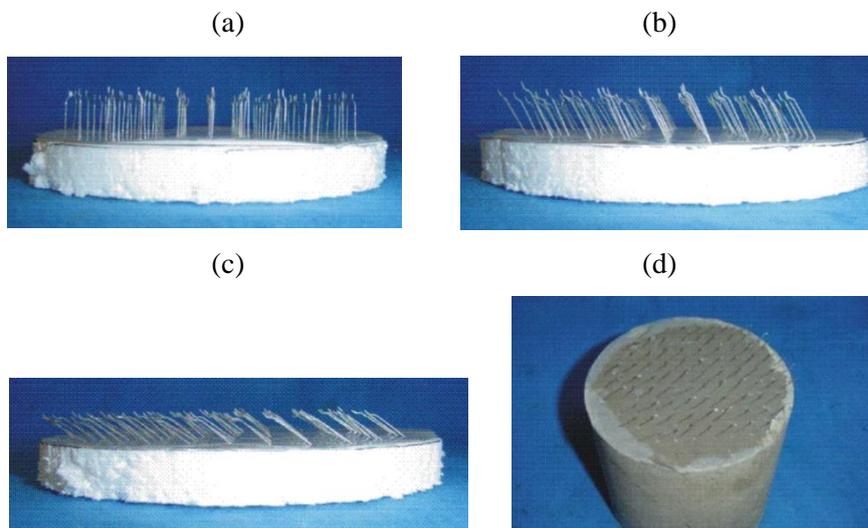


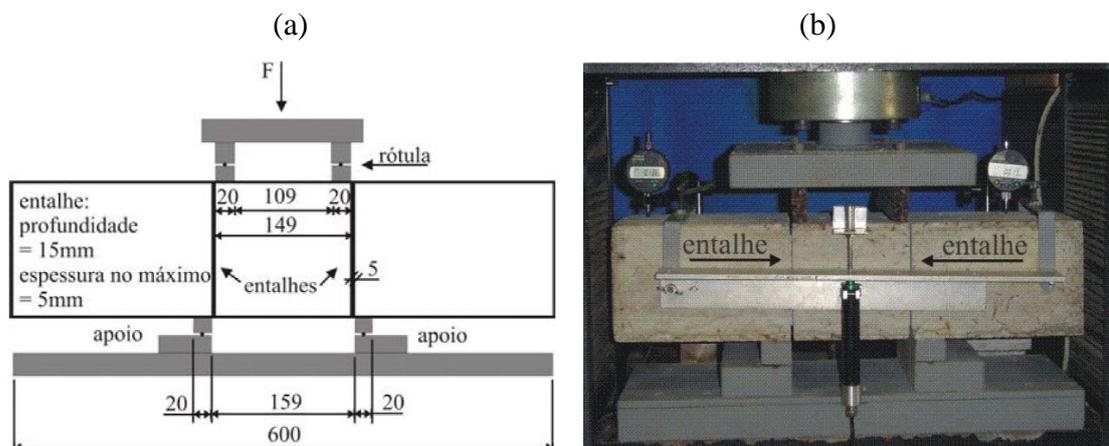
Figura 2.23 - Aparato de ensaio posicionado na prensa (NUNES, 2006)



Os corpos de prova prismáticos tinham dimensões de 150 mm x 150 mm x 600 mm. O ensaio foi baseado no trabalho de Mirsayah e Banthia (2002). Os corpos de prova foram entalhados em 15 mm ao longo do perímetro da seção transversal na região onde se esperava a ruptura

por cisalhamento. Dessa forma, a seção resistente ao cisalhamento era de 120 mm x 120 mm. O esquema está demonstrado na Figura 2.24.

Figura 2.24 - Esquema do ensaio de cisalhamento direto em corpos de prova prismáticos, onde as dimensões estão em mm (NUNES, 2006)



Neste ensaio, a força de cisalhamento foi aplicada por um bloco metálico com dois cutelos rotulados, que possuíam 20 mm de espessura e 150 mm de comprimento, cujas faces externas eram separadas de 149 mm. O corpo de prova era apoiado em outro bloco metálico rígido com dois cutelos rotulados, que possuíam 20 mm de espessura e 150 mm de comprimento, com suas faces internas eram separadas de 159 mm. O deslocamento vertical da região central entre os entalhes foi medido por meio de um transdutor linear. Esse deslocamento representa o deslocamento médio dos dois planos de cisalhamento.

Na Tabela 2.2 são mostradas a força máxima ( $F_{m\acute{a}x}$ ) e a tensão de cisalhamento máxima nos corpos de prova ensaiados por Nunes (2006). Esses valores encontram-se dividido por dois, ou seja, pelo número de planos de cisalhamento. Também é mostrada nessa tabela a constante de correlação  $k$  entre a tensão de cisalhamento média e a resistência à compressão média do concreto, dada pela equação (2.12).

Tabela 2.1 - Força máxima e tensão de cisalhamento máxima em um plano de cisalhamento (NUNES, 2006)

Corpo-de-prova	nº do CP	$V_f$ (%)	$f_{cm}$ (MPa)	$F_{max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$k$	Número de fibras no plano de cisalhamento
CP-60-0-12,5	1	0,0	51,77	119,93	8,13	1,13	0
	2			85,53	5,79		0
	3			122,96	8,33		0
	4			152,06	10,39		0
CP-60-1-12,5	1	1,0	65,27	268,92	18,22	2,12	246
	2			232,58	16,02		245
CP-60-2-12,5	1	2,0	71,30	278,76	18,73	2,25	473
	2			281,92	19,26		401

$$\tau_u = k\sqrt{f_{cm}} \quad (2.12)$$

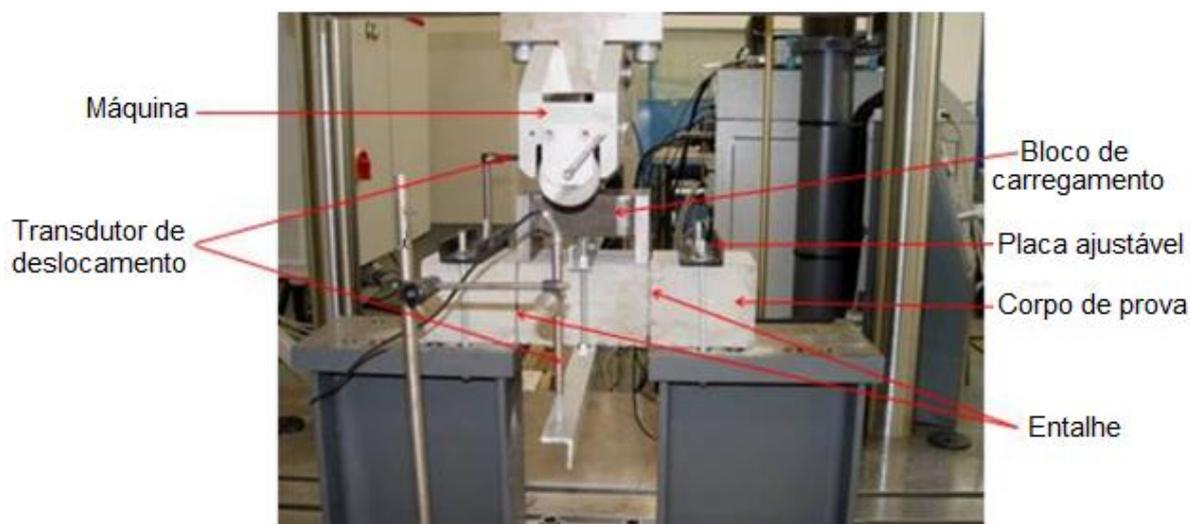
Para os corpos de prova cilíndricos, Nunes (2006) concluiu que o ângulo de inclinação das fibras com relação ao plano de cisalhamento influenciou na resistência ao cisalhamento, chegando a um aumento de 53% quando o ângulo passou de 90° para 60°. Dos ensaios em corpos-de-prova prismáticos, verificou-se um aumento da resistência ao cisalhamento, em relação ao concreto sem fibras, de 110% e 133% quando foram adicionadas 1,0% e 2,0% de fibras, respectivamente. A metodologia deste ensaio no corpo de prova prismático, recomendado por Mirsayah e Banthia (2002), mostrou-se capaz de identificar as influências das fibras no regime pós-pico do concreto submetido a cisalhamento. Através desse ensaio, constatou-se que a adição de fibras ao concreto proporcionou um aumento da ductilidade do mesmo em relação à matriz. Para um deslocamento fixo de 1,5 mm, a energia dissipada aumentou em 106% e 151% quando foram adicionadas 1,0% e 2,0% de fibras, respectivamente.

Boulekbach *et al.* (2012) estudaram o comportamento de modelos prismáticos de 10 x 10 x 35 cm<sup>3</sup> de concreto com dois planos de fissuração, mostrado na Figura 2.25, com várias resistências (30, 60 e 80 MPa), reforçado com fibras de aço com gancho nas extremidades com três volumes de fibras (0%, 0,5% e 1%) e duas diferentes relações de aspectos (65 e 80). Eles concluíram que a primeira forma de melhorar a resistência ao cisalhamento consiste em aumentar a resistência à compressão do concreto. A segunda forma pode ser obtida com a adição de fibras de aço; um aumento de 44% é obtido para um volume de fibras de 0,5%, e 65% para um volume de fibras de 1%. Por último, o uso de uma relação de aspecto variando de 65-80 mostrou uma pequena influência sobre a resistência ao cisalhamento (5%). O cálculo utilizado pelos autores para obter a resistência de cisalhamento máxima  $\tau_{m\acute{a}x}$  é mostrado na equação (2.13). Nesta expressão,  $P_{m\acute{a}x}$  é a média da carga de pico suportada e  $A$  é a área efetiva do plano de cisalhamento em cada lado.

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{2A}, \text{ em MPa} \quad (2.13)$$

Neste trabalho será realizado o ensaio de cisalhamento direto baseado nos ensaios realizados por Mirsayah e Banthia (2002) e Nunes (2005) em corpos de prova prismáticos com dois planos de cisalhamento. Os ensaios serão detalhados mais adiante no capítulo do programa experimental.

Figura 2.25 - Configuração dos ensaios realizados por Boulekbach *et al.* (2012)



## 2.3 AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO INTERTRAVAMENTO DOS AGREGADOS

Nas últimas décadas têm sido utilizados novos tipos de concreto, como o concreto de alta resistência, o concreto auto adensável, o concreto reforçado com fibras, entre outros. Nestes tipos de concreto, o fenômeno do intertravamento de agregados pode ser diferente em comparação com o concreto convencional.

No caso do concreto de alta resistência, Walraven (1994) introduziu um parâmetro  $C$  ( $C < 1$ ) que reduz as tensões devido à fratura do agregado. Na verdade, este parâmetro deve ser considerado como um fator geral de redução da rugosidade. Se todas as partículas quebrarem, há sempre alguma capacidade de cisalhamento sobrando, graças à desigualdade natural da face da fissura.

Por outro lado, Kim (2010) realizou ensaios experimentais de cisalhamento direto em amostras feitas com concreto auto adensável e concreto de alta resistência ( $f_c > 70\text{MPa}$ ). Seus resultados confirmaram que a resistência ao cisalhamento do concreto é altamente relacionada com a quantidade de agregados fraturados em pequenas larguras de fissura quando o deslizamento da fissura inicia. Além disso, traços de concreto contendo cascalho exibiram maior intertravamento de agregados em comparação com aqueles que contêm agregados de calcário. O fato do concreto auto adensável ter um menor volume de agregado graúdo que o concreto convencional implica em uma resistência ao cisalhamento inferior.

Com isso, é possível perceber que existe uma carência de informações na literatura sobre os mecanismos reais de transferência de cisalhamento em elementos de concreto reforçado com fibras. Ainda não está claro o papel que as fibras de aço fazem realmente nas fissuras.

A mecânica de transferência de cisalhamento através do intertravamento de agregados é complexa, pois vários mecanismos estão envolvidos, nos quais as tensões normais e as tensões de cisalhamento interagem. As fissuras tendem a "dilatarse" (ou seja, abrir mais) enquanto deslizam devido às partículas de agregados deslizantes umas sobre as outras. As tensões normais são introduzidas na face da fissura se a abertura da fissura for restringida por reforço ou de outra forma. Além disso, a rigidez ao cisalhamento diminui à medida que se amplia as fissuras devido ao contato que está sendo perdido entre as faces da fissura. Segundo Taylor (1970), o intertravamento de agregados, ou atrito de cisalhamento da fissura, tem uma contribuição significativa para a capacidade de cisalhamento concreto.

Neste item serão apresentadas as avaliações experimentais obtidas por Paulay e Loeber (1974), Walraven e Reinhardt (1981), Sagaseta e Vollum (2011) e Echegaray-Oviedo *et al.* (2013) para o mecanismo de intertravamento dos agregados.

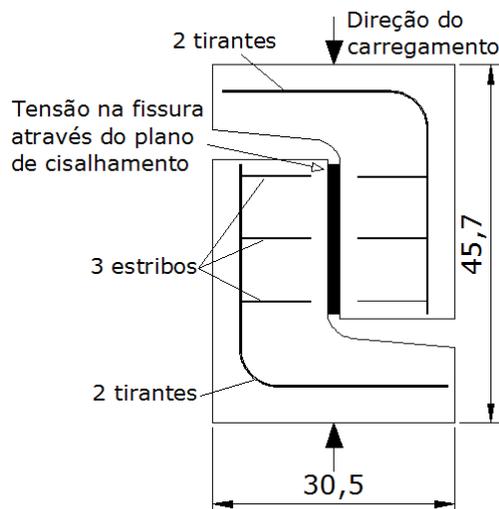
### **2.3.1 Paulay e Loeber (1974)**

Quando uma fissura é desenvolvida em uma massa de concreto, as superfícies da fissura são geralmente rugosas e irregulares. A maioria das partículas do agregado grão permanecem incorporadas em uma das faces da fissura. Quando essa fissura é formada ao longo de um plano contínuo, é possível formar um deslocamento paralelo nesse plano e, portanto, projetando partículas de uma face da fissura que entra em contato com a matriz da outra face. O movimento adicional é então limitado pelo atrito e rolamento das partículas de agregado presentes na superfície da fissura. Desde que a restrição esteja disponível, para evitar grandes aumentos na largura da fissura, forças de cisalhamento substanciais podem ser transmitidas através da interface fissurada. Isso é a ação do intertravamento dos agregados (*aggregate interlock*). Este mecanismo é geralmente definido em termos da tensão de cisalhamento média, do deslocamento cortante no plano da interface (deslizamento) e da largura da fissura.

Os autores exploraram a natureza da transferência do cisalhamento através de fissuras pelo mecanismo de intertravamento agregado, compreendendo ao todo 44 amostras para análise, mostrada na Figura 2.26, nas quais foram variados o formato e o tamanho dos agregados grãos (9,5 mm e 19 mm). A armadura foi fornecida apenas para controlar alguma possível

fissuração longe da superfície testada. A área de contato, sobre a qual as tensões de cisalhamento foram transmitidas, foi de 217 cm<sup>2</sup>. O deslizamento no plano e a abertura da fissura foram medidos em ambas as faces do espécime com medidores de deslocamento.

Figura 2.26 - Dimensões e armaduras dos corpos de prova utilizados, onde as dimensões estão em cm, por Paulay e Loeber (1974)



Os autores concluíram que a relação entre a tensão de cisalhamento e o deslizamento no plano da fissura não parece ser afetada pelo tamanho e forma das partículas de agregado graúdo utilizadas na preparação do concreto. O fator que mais afeta o deslizamento no plano da fissura é a abertura da fissura através da qual as tensões de cisalhamento devem ser transferidas. Dentro dos intervalos considerados, o deslizamento foi aproximadamente proporcional à abertura da fissura.

### 2.3.2 Walraven e Reinhardt (1981)

O mecanismo de transmissão de forças através de fissuras, cujas faces são submetidas a deslocamentos de cisalhamento, é um fenômeno muito complexo e é alcançado pela interação de vários componentes: rigidez axial e transversal do reforço (efeito de pino) e transferência direta de forças entre as faces da fissura do concreto, geralmente indicada pelo termo "intertravamento dos agregados" (*aggregate interlock*), onde ambos são influenciados pelo estado de tensão.

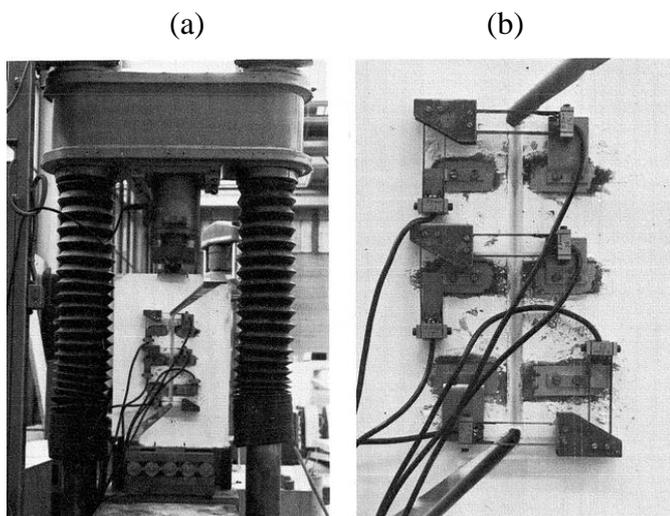
Para obter mais detalhes sobre o mecanismo de intertravamento de agregados, um modelo teórico também foi desenvolvido, que é mostrado no item 2.4 deste capítulo. A teoria baseia-se no pressuposto de que o concreto pode ser concebido como um material de "duas fases",

que é composto por um conjunto de partículas de agregado com elevada resistência e rigidez (fase I), e um material de matriz que consiste de pasta de cimento endurecido com areia fina com menor resistência e rigidez (fase II).

Com a pesquisa experimental e a derivação do modelo teórico foi possível obter uma visão sobre este fenômeno. Os testes foram realizados em amostras pré-fissuradas de cisalhamento. As variáveis nos testes foram: o tipo de reforço (barras de reforço embutidas, barras externas restringidas), a resistência do concreto ( $20 < f_{cc} < 56 \text{ N/mm}^2$ ), o tipo de agregado miúdo (areia grossa, areia fina), a classificação do concreto (contínua, descontínua), a dimensão do agregado graúdo ( $D_{\text{máx}} = 16 \text{ e } 32 \text{ mm}$ ), e a largura inicial da fissura. As medições foram realizadas para determinar a força de cisalhamento, os deslocamentos da fissura e, para os modelos com reforço externo, à força nas barras de restrição. Para isso, as duas séries foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto (*push-off tests*).

Antes do ensaio de cisalhamento, os corpos de prova foram fissurados ao longo do plano de cisalhamento através da divisão de forças nas ranhuras nas faces frontal e traseira. A largura da fissura foi medida durante esta operação por quatro transdutores (*electrical strain gauges*) de modo que a abertura da fissura inicial poderia ser alcançada. Os testes reais foram realizados numa máquina de teste hidráulica. Como mostrado na Figura 2.27, os corpos de prova foram apoiados em rolamentos, enquanto que a carga foi aplicada na parte superior do corpo de prova de modo que as excentricidades poderiam ser evitadas. A abertura de fissura e os deslocamentos cortantes da fissura foram medidos nos dois lados com precisão de 0,01 mm.

Figura 2.27 - (a) Corpo de prova carregado. (b) Arranjo dos extensômetros (vista aproximada (WALRAVEN e REINHARDT, 1981)



### 2.3.2.1 Modelos com barras de restrição embutidas

Os corpos de prova com o reforço de barras embutidas tiveram a maior quantidade de variáveis, entre elas: a quantidade de armadura, o diâmetro da armadura, a resistência do concreto, a rugosidade no plano fissurado, o efeito da inclinação dos estribos no plano fissurado, e a presença de efeito de pino.

As três primeiras modelagens foram realizadas da forma indicada na Figura 2.28-a e o restante das modelagens foi realizado conforme a Figura 2.28-b. A área do plano de cisalhamento para todos os modelos foi de  $36.000 \text{ mm}^2$  ( $300 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$ ). Quando carregados, conforme indicado pelas setas, cisalhamento sem momento é produzido no plano de cisalhamento.

O reforço que atravessa o plano de cisalhamento foi na forma de estribos fechados, dobrados em um dos lados curtos. Isso foi feito para assegurar a ancoragem eficaz do reforço em ambos os lados do plano de cisalhamento. Os corpos de prova foram moldados em moldes de madeira horizontais em seus lados, de modo que, no momento da moldagem, o plano de cisalhamento ficasse na posição vertical. A armadura foi fornecida para prevenir a ruptura das outras partes do corpo de prova, e o seu esquema está mostrado na Figura 2.29.

Figura 2.28 - Geometria dos modelos testados – dimensões em mm (WALRAVEN e REINHARDT, 1981)

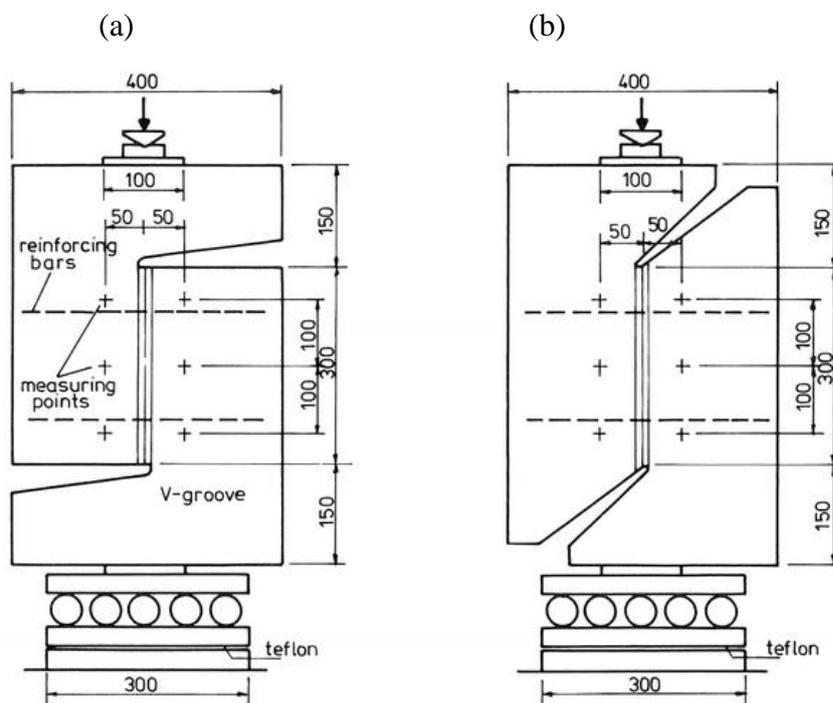
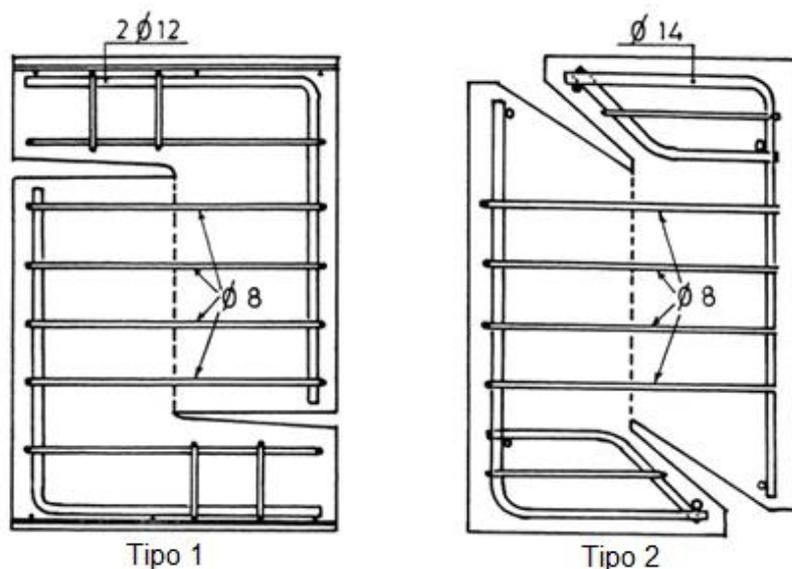


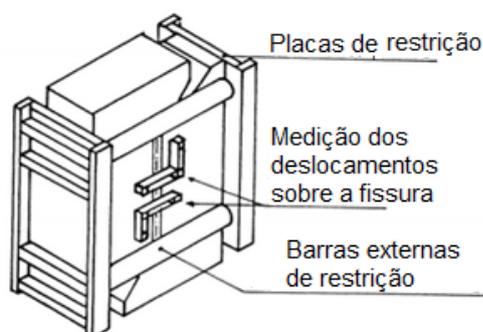
Figura 2.29 - Estribos e reforço adicional dos dois tipos de modelos – dimensões em mm (WALRAVEN e REINHARDT, 1981)



### 2.3.2.2 Modelos com barras externas de restrição

Já para os corpos de prova com reforço de barras externas foi testado uma série de modelos com a mesma qualidade do concreto como na série com barras embutidas. Para esses modelos, apenas a mistura com a curva de granulometria descontínua não foi repetida, o que ocorreu nos outros modelos com barras de reforço embutidas. As placas de aço foram reforçadas por nervuras transversais, soldadas ao lado livre das placas. Entre estas placas, quatro barras de restrição externas foram fixadas. A Figura 2.30 representa uma vista esquemática de tal amostra.

Figura 2.30 - Esquema das placas de restrição e das barras externas de restrição nos corpos de prova (WALRAVEN e REINHARDT, 1981)



O arranjo foi elaborado de tal forma que o efeito de pino das barras externas foi insignificante. Isto foi confirmado por medições na parte superior e na parte inferior das barras, apenas ao lado da placa restrição.

A vantagem da configuração desse ensaio realizado pelos autores é que as tensões normais agindo sobre o plano fissurado podem ser medidas diretamente nas barras externas normais ao plano de cisalhamento. Portanto, as medições típicas nesses ensaios foram: a tensão de cisalhamento, a tensão normal, a abertura de fissura e o deslizamento na interface. Um conjunto de resultados para os modelos confeccionados com o traço nº 1 (dimensão máxima do agregado graúdo  $D_{m\acute{a}x} = 16$  mm e resistência cúbica do concreto  $f_c = 30$ -35 MPa) foi obtido. Os principais resultados foram a relação entre o deslizamento, a abertura da fissura ( $w$ ), a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) e a tensão normal ( $\sigma$ ). A influência da abertura inicial da fissura ficou evidente nos ensaios, pois se verificou que com uma abertura inicial de fissura crescente houve maior deslizamento da interface para uma mesma tensão cisalhante.

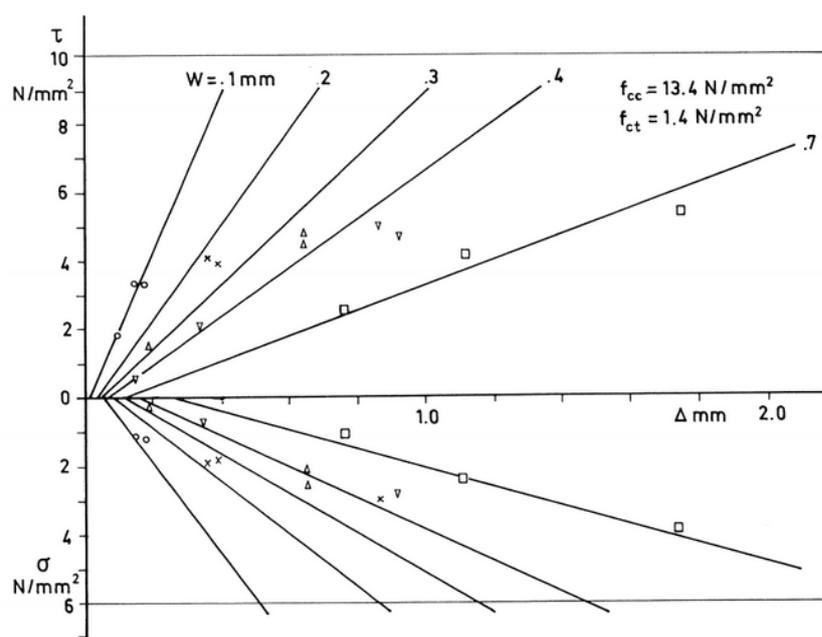
A partir dos resultados dos ensaios, os autores deduziram relações entre as quatro variáveis analisadas nos ensaios: a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ), a tensão normal ( $\sigma$ ), a abertura de fissura ( $w$ ) e o deslizamento na interface ( $\Delta$ ), representadas pelas equações (2.14) e (2.15).

$$\tau = -\frac{f_{cc}}{30} + \{1,8w^{-0,8} + (0,234w^{-0,707} - 0,20)f_{cc}\}\Delta \quad (\tau > 0) \quad (2.14)$$

$$\sigma = -\frac{f_{cc}}{20} + \{1,35w^{-0,63} + (0,191w^{-0,552} - 0,15)f_{cc}\}\Delta \quad (2.15)$$

Uma comparação dos resultados dessas expressões com os resultados experimentais, feita pelos autores, está representada na Figura 2.31.

Figura 2.31 - Relação entre a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ), a tensão normal ( $\sigma$ ), o deslizamento ( $\Delta$ ) e a abertura de fissura ( $w$ ) em um plano de concreto fissurado (WALRAVEN e REINHARDT, 1981)



### 2.3.2.3 Análise dos resultados

O mecanismo de transferência de tensões através de fissuras no concreto é bastante complexo, no qual variáveis como a tensão de cisalhamento, o deslizamento, a tensão normal e a abertura da fissura estão envolvidos. Nas fissuras no plano do concreto, as tensões nas direções normal e cisalhante são, principalmente, em função da largura da fissura, do deslizamento e da qualidade do concreto.

O autor verificou a partir dos resultados experimentais que os corpos de prova com barras externas de restrição exibiram um comportamento diferente dos corpos de prova com barras de reforço embutidas.

Nos corpos de prova com barras externas de restrição a transmissão de forças é completamente governada pelo intertravamento de agregados. Uma grande rigidez de reforço produz uma trajetória de abertura de fissura acentuada. Isso pode ser fisicamente explicado nos diagramas elaborados pelo autor (um desses diagramas está exemplificado na Figura 2.31), com todas as relações dos resultados, onde é observado que um valor mais elevado de tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) é acompanhado do maior deslizamento ( $\Delta$ ) na mesma largura da fissura ( $w$ ).

Nos corpos de prova com barras de reforço embutidas a variação da rigidez de restrição geralmente não afeta a trajetória da abertura da fissura. Para valores de taxa de armadura entre 0,56% e 3,34% foram obtidas trajetórias similares das aberturas de fissuras.

Por isso, pode-se concluir que a existência de trajetórias de abertura de fissuras invariantes está intimamente relacionada com a presença de tensões de aderência. Isso pode ser explicado pelo fato de que a alta resistência de aderência de barras nervuradas causa a redução da largura da fissura na proximidade direta das barras enquanto que barras lisas geralmente resultam aproximadamente em uma largura de fissura constante, como está mostrado na Figura 2.32. Por esse motivo, o autor retirou a aderência das barras nervuradas nos ensaios com barras de restrição embutidas para que, assim, reduzisse o máximo possível da resistência de aderência dessas barras.

Com o carregamento cortante, altas tensões ocorrem na região onde a largura da fissura é pequena (pequenas larguras de fissura são tratadas com alta resistência cortante e, como resultado disso, atraem altas tensões). Assim, a fissuração secundária pode ocorrer em torno das barras, o que resulta em um mecanismo adicional: diagonais comprimidas são formadas, o

que força a fissura a seguir um trajeto de abertura diferente daquele que seria esperado apenas com base no mecanismo de intertravamento de agregado, mostrado na Figura 2.33.

Figura 2.32 - Fissuras para diferentes tipos de barras (WALRAVEN e REINHARDT, 1981)

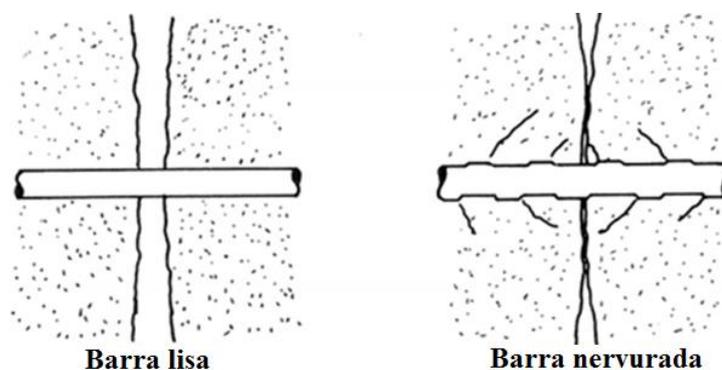
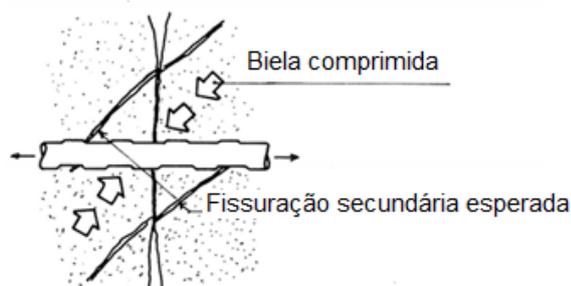


Figura 2.33 - Fissuração adicional esperada para o caso de barras nervuradas solicitadas por força por força de carregamento cortante (WALRAVEN e REINHARDT, 1981)



### 2.3.3 Sagaseta e Vollum (2011)

Métodos de projeto para cisalhamento em estruturas de concreto armado normalmente dependem da transferência de cisalhamento através de fissuras, as quais dependem da abertura de fissura, do deslocamento deslizante e da rugosidade da superfície das fissuras.

Acredita-se comumente que a eficácia da transferência de cisalhamento através do intertravamento do agregado (*aggregate interlock*) é reduzida se o agregado gráudo fraturar nas fissuras, como é frequentemente o caso em concretos de alta resistência e de agregados leves. Aqui, os autores descreve dois conjuntos de testes de cisalhamento direto (*push-off tests*) que foram realizados para investigar o efeito da fratura do agregado na transferência de cisalhamento através de fissuras.

Seis testes de cisalhamento direto foram realizados para investigar a influência da fratura no agregado sobre a transferência de cisalhamento através de fissuras. A geometria e a instrumentação estão mostradas na Figura 2.34 e os detalhes dos corpos de prova testados,

que foram marcados de acordo com o número de estribos que atravessam o plano de cisalhamento, estão mostrados na Figura 2.35.

Os corpos de prova foram moldados em dois grupos. O agregado graúdo (tamanho máximo de 10 mm) foi o calcário no primeiro grupo (PL2, PL2b, PL3 e PL4) e o agregado de cascalho marinho dragado no segundo grupo (PG2 e PG3). A resistência do concreto foi de 32 MPa para os corpos de prova PG e de 53 MPa para os corpos de prova PL. Os corpos de prova foram pré-fissurados com uma cunha carregada lateralmente, a qual foi forçada para dentro do entalhe em forma de V.

Figura 2.34 - Geometria e instrumentação realizada nos corpos de prova durante o ensaio de cisalhamento direto – dimensão em mm (SAGASETA; VOLLUM, 2011)

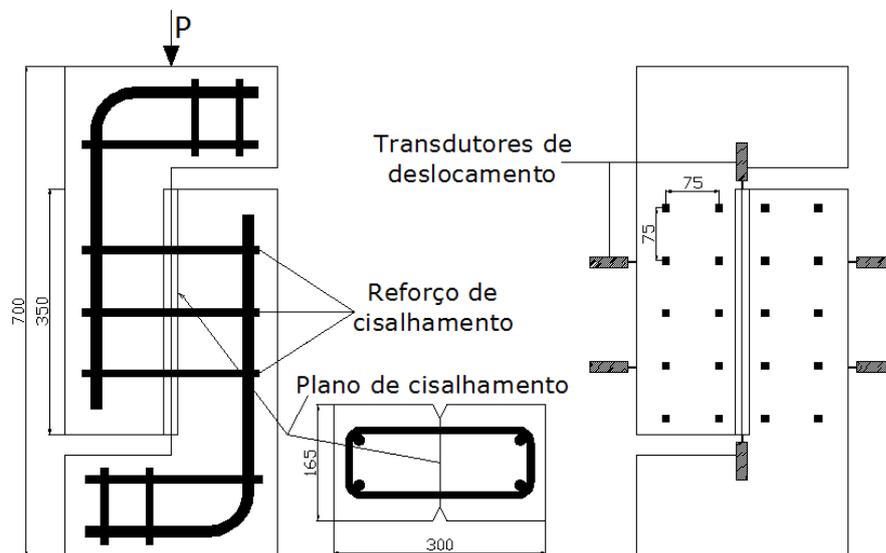
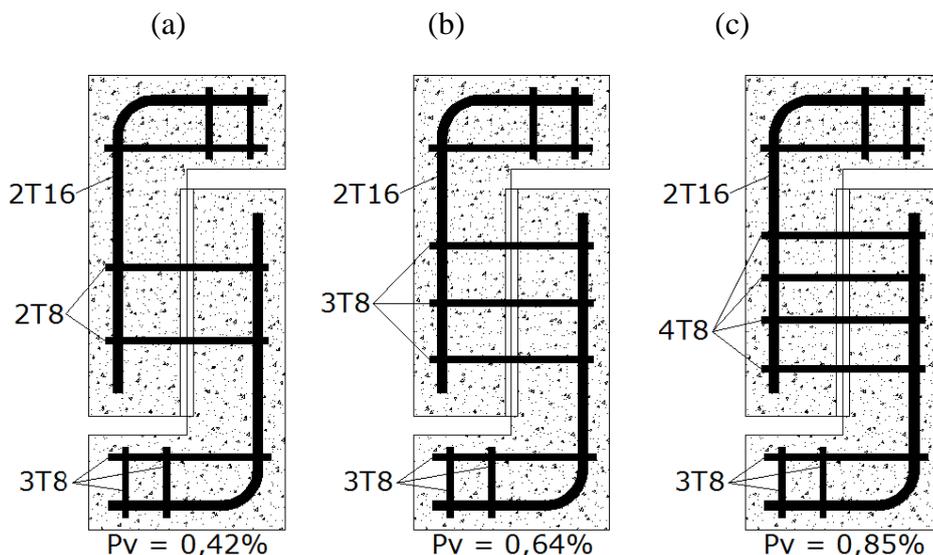


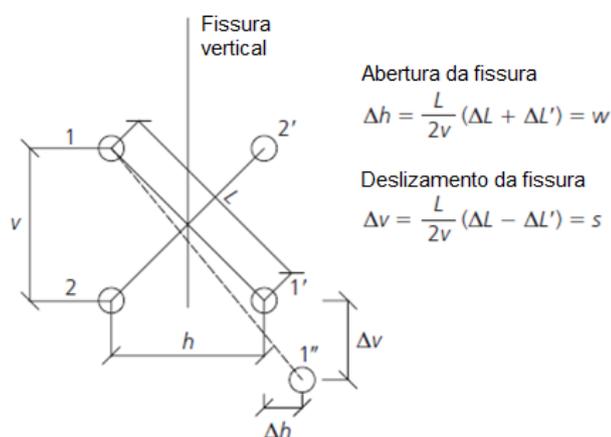
Figura 2.35 - Detalhamento dos corpos de prova testados: (a) PG2 e PL2; (b) PG3 e PL3; (c) PL4 – dimensão em mm (SAGASETA; VOLLUM, 2011)



A deformação do corpo de prova foi medida através de seis transdutores de deslocamento posicionados de acordo com a Figura 2.34. Os deslocamentos também foram medidos utilizando levantamentos fotogramétricos digitais. Os alvos fotogramétricos foram colocados numa grade de 75 mm x 75 mm, como mostrado na Figura 2.34. As imagens digitais foram tomadas em cada passo de carga de ambos os lados do corpo de prova. A abertura das fissuras e os deslocamentos deslizantes foram calculados em quatro posições diferentes ao longo da fissura, por meio de um software. Os autores verificaram que os erros máximos nas medições fotogramétricas eram de cerca de 0,03 mm em relação a uma referência fixa.

A abertura relativa de fissura ( $w$ ) e os deslizamento relativo ( $s$ ) foram obtidos em vários pontos ao longo do plano fissurado a partir dos deslocamentos medidos entre cruces de discos Demec, transdutores de deslocamento e metas fotogramétricas. O comprimento de medida foi de 150 mm entre os discos Demec e os LVDTs e de 75 mm entre as metas fotogramétricas. A abertura de fissuras e os deslocamentos deslizantes foram calculados em cada cruzamento usando o procedimento ilustrado na Figura 2.36. Os deslocamentos iniciais da fissura ( $w_0$ ,  $s_0$ ) só poderiam ser calculados a partir das leituras Demec, já que os transdutores de deslocamento e as metas fotogramétricas foram instalados após o fendilhamento.

Figura 2.36 - Procedimento para obter os deslocamentos da fissura (SAGASETA; VOLLUM, 2011)



Os autores verificaram que as equações de projeto para cisalhamento dependem direta ou indiretamente da transferência de cisalhamento através de fissuras, o que é difícil de avaliar. As fissuras passaram pelo agregado de calcário, mas em torno do agregado de cascalho. A dilatância na fissura foi quase idêntica nas amostras PL e PG, apesar da fratura do agregado de calcário. As tensões de cisalhamento significativas foram transferidas através das fissuras nas amostras de calcário, mesmo que o agregado tenha fraturado. Os autores acreditam que

esta inesperada capacidade de transferência de cisalhamento é devido ao chamado "nível de rugosidade macro", que foi observada nos testes.

Os dados experimentais foram comparados com as previsões de vários modelos analíticos. O modelo de dilatância da fissura MC90 (CEB-FIP, 1990), mostrado na equação (2.16), deu as melhores previsões da resposta de abertura-deslizamento medidas até o pico da força de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento prevista pela equação (2.17) de Vecchio e Collins (1986), que inclui os efeitos da largura da fissura  $w$  e tamanho do agregado. A fórmula "atrito cisalhamento" de fissura rugosa no Eurocode 2, que ignora o efeito de  $w$ , dá previsões seguras das resistências ao corte dos espécimes testados, mesmo em aberturas da fissura.

$$w = 0,6s^{2/3} \quad (2.16)$$

$$\tau = 0,18v_{\text{cimáx}} + 1,64f_{\text{ci}} - 0,82 \frac{f_{\text{ci}}^2}{v_{\text{cimáx}}} \quad (2.17)$$

Onde  $\tau$  é a tensão de cisalhamento,  $v_{\text{cimáx}}$  é a resistência de cisalhamento máxima na fissura e  $f_{\text{ci}}$  é a tensão normal na fissura.

#### 2.3.4 Echegaray-oviedo *et al.* (2013)

Neste estudo, os autores apresentaram um melhoramento do ensaio de cisalhamento direto (*push-off test*) em corpos de prova pré-fissurados para o estudo do intertravamento dos agregados no concreto reforçado com fibras de aço. Com este método é possível controlar a abertura da fissura tanto na pré-fissuração quanto na fase de ruptura por cisalhamento. Assim, as tensões de cisalhamento e as tensões normais dependem, principalmente, do deslizamento (*slip*) do plano de cisalhamento.

A configuração do corpo de prova utilizado é semelhante às apresentadas anteriormente, mostrada na Figura 2.37. A melhoria do ensaio de cisalhamento é baseada na ideia de incluir um apoio deslizante entre o corpo de prova e a estrutura de aço rígida que controla a abertura da fissura, mostrado na Figura 2.38. Essa estrutura é formada por duas placas de aço unidas entre si com quatro barras de aço. Com o intuito de evitar forças de atrito entre as placas e o corpo de prova, de um lado, a placa é ligada no corpo de prova de forma rígida e, do outro lado, foi desenvolvido o mecanismo deslizante. Esta estrutura de confinar a amostra é a chave

deste método, e foi observada grande diferença quando os autores compararam os resultados com os de outros pesquisadores.

Figura 2.37 - (a) Corpo de prova utilizado e (b) armadura utilizada – dimensão em mm, por Echegaray-Oviedo *et al.* (2013)

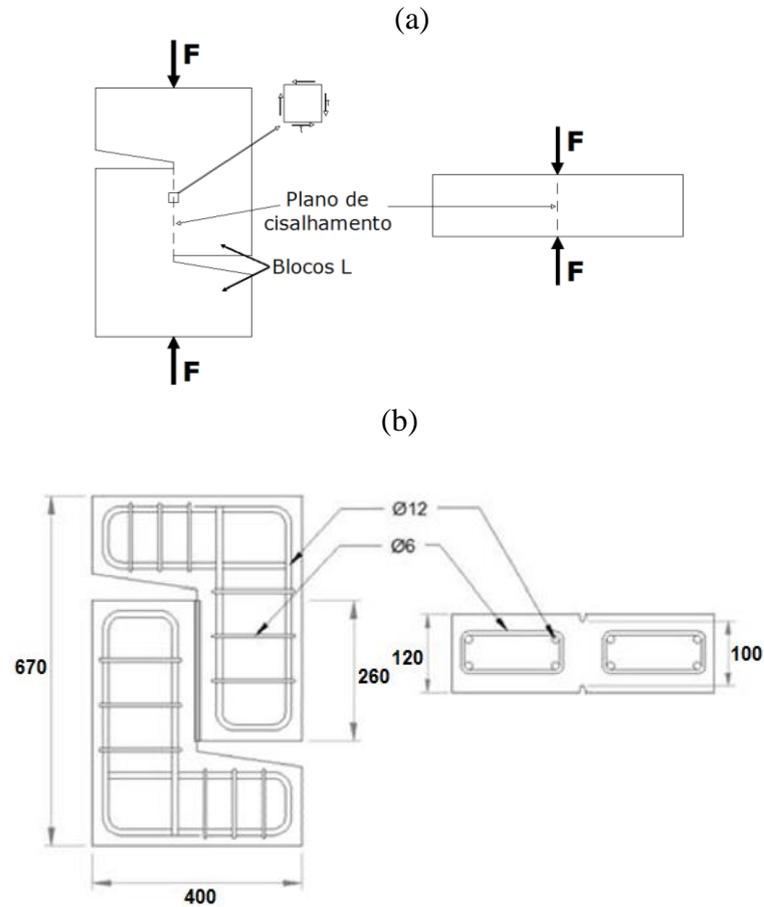
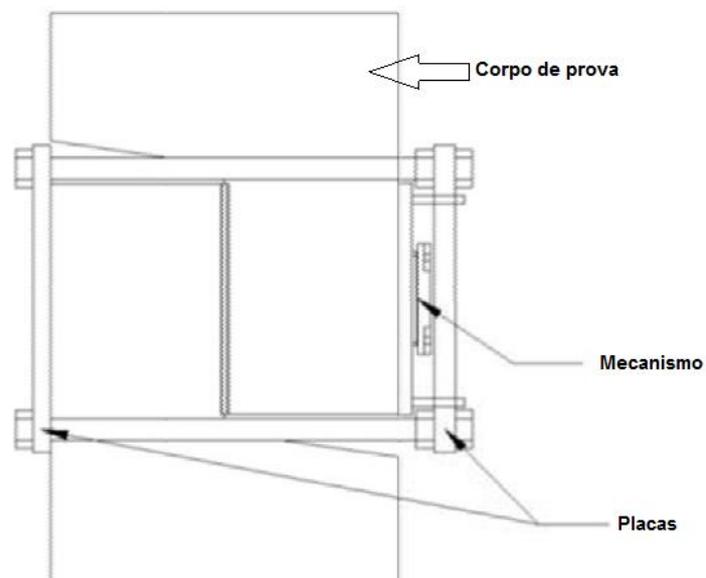
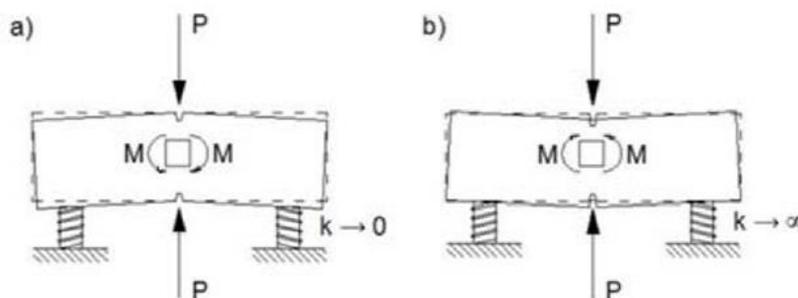


Figura 2.38 - Estrutura de confinamento utilizado por Echegaray-Oviedo *et al.* (2013)



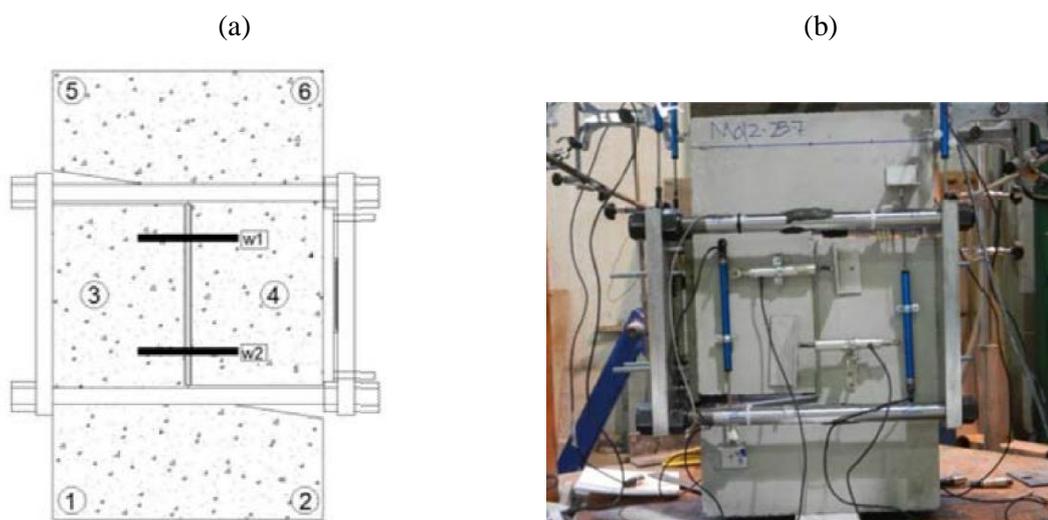
Todos os corpos de prova foram fendilhados na posição horizontal, mostrado na Figura 2.39. Para isso, as amostras foram entalhadas na posição do plano de cisalhamento, e apoiadas em aparatos de ensaios com cutelos nas extremidades. Como o corpo de prova pode girar durante esse processo, foram colocadas molas de rigidez apropriada, escolhida para prevenir rotações tanto positivas quanto negativas, para estabilizar as amostras. A Figura 2.39 mostra o que aconteceria com corpo de prova se as molas não tivessem a rigidez correta. Depois da realização do fendilhamento, os corpos de prova foram girados para a posição vertical para realização do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 2.39 - (a) Situação da mola causando momento negativo e (b) situação da mola causando momento positivo (ECHEGARAY-OVIEDO *et al.*, 2013)



A instrumentação do ensaio de fendilhamento e a do ensaio de cisalhamento direto está mostrada na Figura 2.40.

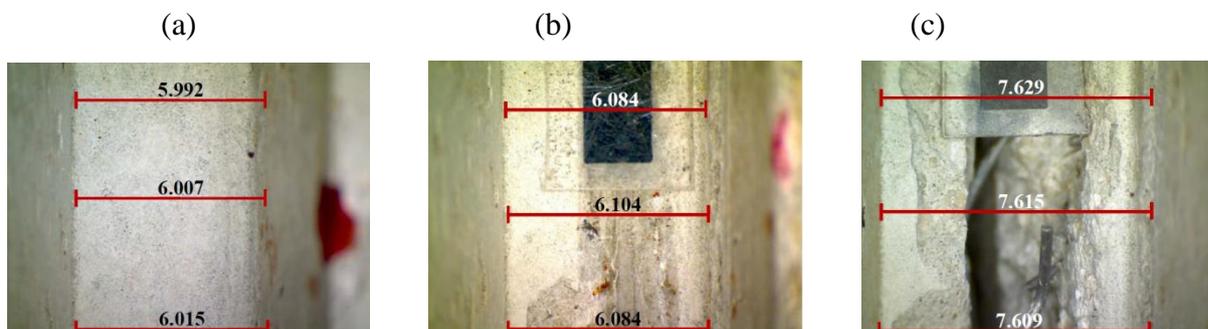
Figura 2.40 - (a) Instrumentação do processo de fendilhamento e (b) Instrumentação do ensaio de cisalhamento direto (ECHEGARAY-OVIEDO *et al.*, 2013)



Os autores tiveram problemas em medir com precisão a largura na fissura, pois a leitura dos transdutores não foi suficiente, já que apresentaram valores diferentes. Para resolver este

problema, foram feitas leituras por fotografias microscópicas para comparar com medidas dos transdutores e obter uma melhor precisão, mostrado na Figura 2.41.

Figura 2.41 - Fotografias obtidas com o microscópio de uma das amostras: (a) antes do fendilhamento, (b) depois do fendilhamento e (c) Ruptura depois do ensaio de cisalhamento direto (ECHEGARAY-OVIEDO *et al.*, 2013)



Os autores concluíram que o mecanismo de transferência de cisalhamento que deve ser considerado no plano da fissura é composto pelas fibras de aço, pelo intertravamento dos agregado e pelo efeito de pino devido ao reforço transversal. O deslocamento a ser incluído é o deslizamento da fissura  $\Delta$  e a largura da abertura da fissura  $w$ , bem como a tensão normal  $\sigma$  e a tensão de cisalhamento  $\tau$  no plano de cisalhamento.

## 2.4 MODELOS PARA TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES DE CISALHAMENTO EM FISSURAS NO CONCRETO

Os primeiros trabalhos relevantes sobre a análise da transferência de tensões de cisalhamento em planos fissurados de concreto por meio do intertravamento dos agregados foram realizados por Paulay e Loeber (1974) e Bazant e Gambarova (1980). Na sequência, foram desenvolvidos outros trabalhos experimentais que contribuíram para o desenvolvimento de alguns modelos analíticos. A seguir são apresentados os modelos analíticos propostos por Walraven e Reinhardt (1981) e Maekawa e Bujadham (1992).

### 2.4.1 Walraven e Reinhardt (1981)

No item 2.3.2 foram apresentados os resultados dos testes realizados por estes autores em modelos de cisalhamento direto restringidos por barras externas. Neste item é apresentada a ideia básica do modelo analítico proposto pelos autores para estimar a resistência

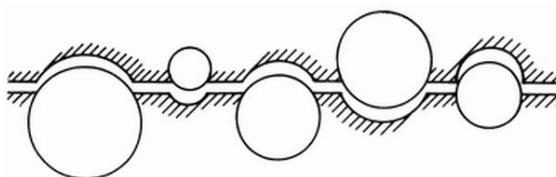
proporcionada pelo intertravamento dos agregados, a qual é comparada com os resultados dos experimentos.

#### 2.4.1.1 Análise do mecanismo de intertravamento dos agregados

O modelo proposto foi baseado em uma distribuição estatística dos agregados ao longo do plano da fissura, resultando na definição das áreas de contato com os agregados ao longo da fissura como uma função de  $w$  e  $\Delta$ .

O concreto ao longo de uma fissura pode ser representado como um sistema de duas fases: a matriz (pasta de cimento endurecido) e as partículas de agregados embutidas na matriz. Geralmente, a resistência e a rigidez das partículas de agregados são maiores que as da matriz. Entretanto, a área de contato entre os dois materiais, a zona de transição, é a parte mais fraca do sistema. Assim, a fissuração ocorre normalmente na matriz, contornando as partículas de agregados. Essas partículas são simplificadas por esferas, as quais podem ser interceptadas pelo plano da fissura em qualquer posição, tal como representado na Figura 2.42.

Figura 2.42 - Estrutura geralmente observada de um plano de fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981)



Considerando essa figura, e levando em conta que o tamanho da maioria das partículas é maior que a largura da fissura, pode-se concluir que a “micro rugosidade” da fissura, causada pela projeção das partículas de agregados do plano fissurado, é dominante sobre a rugosidade causada pelas ondulações das faces da fissura. Assim, o plano da fissura é assumido como sendo um plano liso interceptado pelas partículas dos agregados.

A pasta de cimento endurecido é um material elasto-plástico, isto é, as deformações provocadas pelas tensões são parcialmente reversíveis. Sob tensão multiaxial na área de contato entre as partículas de agregados e a matriz, grandes deformações plásticas podem ocorrer como resultado da redução do volume de poros da matriz cimentícia. É admitido que a relação tensão versus deformação da matriz, consistindo em pasta de cimento endurecido com partículas de agregado menores que 0,25 mm, é rígido-plástica, como representado na Figura 2.43.

A tensão na qual ocorre a deformação plástica é denotada por  $\sigma_{pu}$ . Espera-se que durante o deslizamento entre as faces da fissura desenvolvam-se regiões de contato entre a pasta de cimento e as partículas dos agregados que estão sob forte concentração de tensão (Figura 2.44). As tensões nessa região de contato ocasionam forças internas na direção dos eixos principais.. Como resultado, quando essas forças ultrapassam a resistência à tração da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado ocorre a formação da fissura, como representado na Figura 2.45.

Figura 2.43 - Relação tensão-deformação rígida-plástica admitida para a matriz (WALRAVEN e REINHARDT,1981)

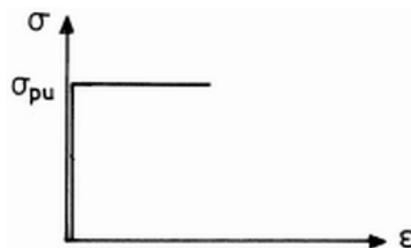
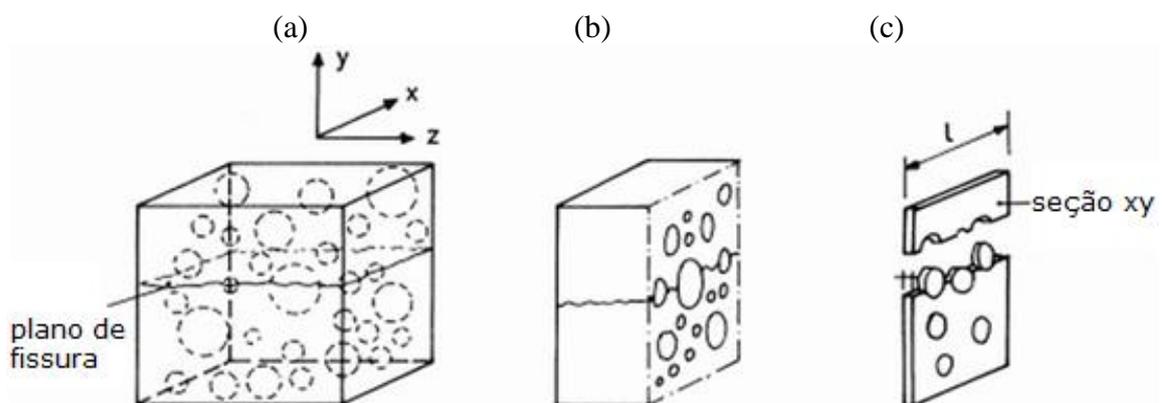


Figura 2.44 - Áreas de contato durante o deslocamento cortante (WALRAVEN e REINHARDT,1981)



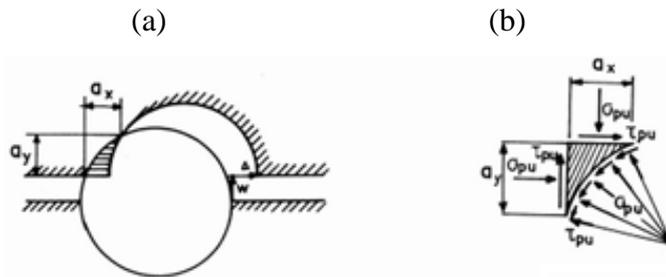
Figura 2.45 - (a) Corpo de concreto fissurado, (b) plano Z de intersecção e (c) trecho representativo (WALRAVEN e REINHARDT,1981)



A Figura 2.46 mostra um plano de corte paralelo ao plano x-y, e normal ao plano da fissura, de pequena espessura e que intercepta uma partícula de agregado. A projeção da área de contato entre a pasta de cimento e a partícula de agregado no plano x-y define as dimensões  $a_x$  e  $a_y$ . A área sombreada representa a região da pasta de cimento que é esmagada devido à

deformação plástica da pasta. Se a força de cisalhamento no plano fissurado é aumentada e a abertura da fissura é impedida, ocorrem tensões de contato muito elevadas até se obter o equilíbrio de forças no plano x-y.

Figura 2.46 - (a) Área de contato entre a matriz e o agregado e (b) equilíbrio de tensões (WALRAVEN e REINHARDT,1981)



Para isso, surgem tensões normais ( $\sigma_{pu}$ ) e tensões tangenciais ao longo da superfície de contato com a partícula de agregado ( $\tau_{pu}$ ). Essas tensões podem ser relacionadas entre si pela equação (2.18):

$$\tau_{pu} = \mu \sigma_{pu} \quad (2.18)$$

Fazendo o equilíbrio de forças nas direções x e y, chega-se nas seguintes equações (2.19) e (2.20):

$$F_y = \sigma_{pu} a_x - \tau_{pu} a_y \quad (2.19)$$

$$F_x = \sigma_{pu} a_y - \tau_{pu} a_x \quad (2.20)$$

Substituindo  $\tau_{pu}$  da Equação (2.18) e, posteriormente, somando a contribuição de todas as partículas que interceptam o plano de cisalhamento, a resistência no plano da fissura pode ser calculada como as equações (2.21) e (2.22):

$$\sum F_y = \sigma_{pu} (\sum a_x - \mu \sum a_y) \quad (2.21)$$

$$\sum F_x = \sigma_{pu} (\sum a_y - \mu \sum a_x) \quad (2.22)$$

Os valores de  $\sigma_{pu}$  e  $\mu$  são constantes do material, enquanto os valores de  $\sum a_x$  e  $\sum a_y$  devem ser obtidos em função da distribuição dos agregados no plano da fissura. Para isso, inicialmente define-se que a probabilidade de que um ponto arbitrário no interior da massa de concreto esteja localizado em uma partícula de agregado seja dada por  $P = p_k$ , sendo que  $p_k$  representa a razão entre o volume de agregados graúdos e o volume total de concreto (fração de agregados graúdos por metro cúbico de concreto).

A partir da curva granulométrica dos agregados, os autores definiram uma função para descrever a probabilidade de que um ponto no plano da fissura esteja localizado dentro de um círculo com diâmetro  $D < D_0$ , mostrada na equação (2.23).

$$P_c(D < D_0) = p_k(1,065D_0^{0,5}D_{máx}^{-0,5} - 0,053D_0^4D_{máx}^{-4} - 0,012D_0^6D_{máx}^{-6} - 0,0045D_0^8D_{máx}^{-8} - 0,0025D_0^{10}D_{máx}^{-10}) \quad (2.23)$$

Essa função é graficamente representada na Figura 2.47. Neste caso,  $D_0$  representa o diâmetro de uma partícula de agregado e  $D_{máx}$  o diâmetro máximo dos agregados graúdos. Na Figura 2.48 é mostrado um plano fissurado interceptando uma série de agregados com vários diâmetros.

Figura 2.47 - Função de distribuição de probabilidade cumulativa dos círculos interceptados pelo plano da fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981)

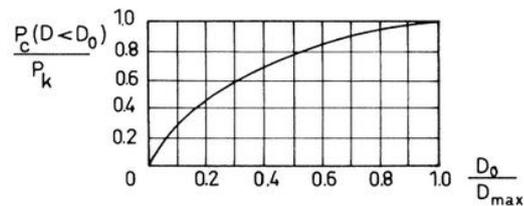
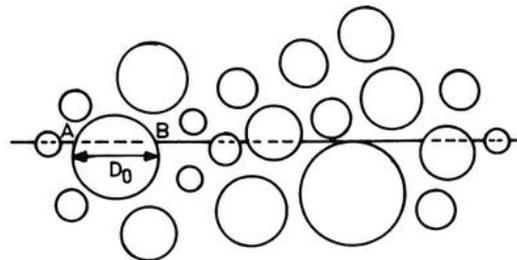


Figura 2.48 - Intersecção dos círculos atravessados pela fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981)



O comprimento médio AB relativo à intersecção do círculo com diâmetro  $D_0$  pelo plano da fissura (Figura 2.48) é definido como a equação (2.24).

$$\bar{s} = \frac{\pi D_0}{4} \quad (2.24)$$

Considerando um plano fissurado de comprimento unitário, a probabilidade de que pontos desse plano estejam localizados dentro de círculos com diâmetro  $D_0$  pode ser obtida pela multiplicação do comprimento do plano fissurado por  $P'_c(D_0)$ , sendo  $P'_c(D_0) = \partial P_c(D < D_0) / \partial D_0$ . Assim, é dada a equação (2.25).

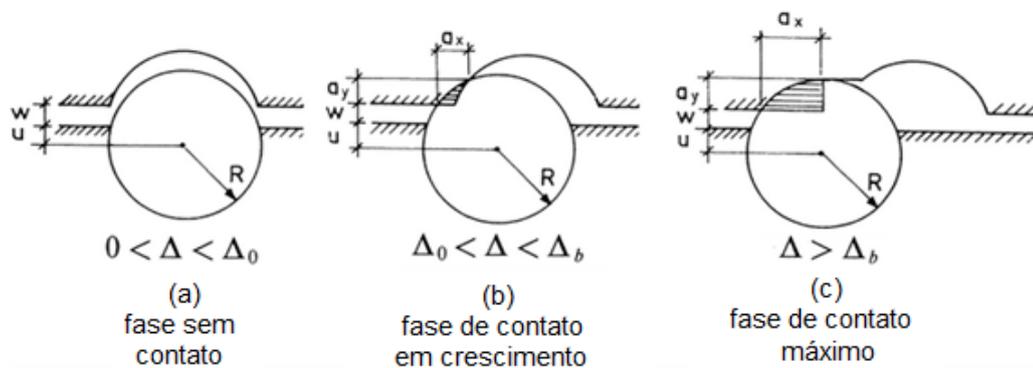
$$1(D_0) = P'_c(D_0) * 1 = P'_c(D_0) \quad (2.25)$$

Conseqüentemente, a função de distribuição de probabilidade que representa o número de círculos com diâmetros  $D_0$  constantes no plano fissurado de comprimento unitário é dado pela equação (2.26):

$$n(D_0) = \frac{P'_c(D_0)}{0,25\pi D_0} \quad (2.26)$$

Em seguida, é definida a área de contato delimitada pelo plano da fissura e a partícula cilíndrica com diâmetro  $D_0$  em função da abertura da fissura ( $w$ ) e do deslizamento do plano de cisalhamento ( $\Delta$ ). Para isso, é definida uma variável ( $u$ ) que representa a distância entre o centro do círculo com diâmetro  $D_0$  e o plano da fissura. Três situações são possíveis (Figura 2.49). Se  $w + u > R$ , então não há contato na superfície do agregado para nenhum valor de deslizamento  $\Delta$ . Se  $w + u < R$ , então há três fases de contato. Na primeira fase, quando  $\Delta < \Delta_0$ , não há contato. Na segunda fase, quando  $\Delta_0 < \Delta < \Delta_b$ , a área de contato com o agregado cresce com o aumento do deslizamento  $\Delta$ . Na terceira fase, quando  $\Delta > \Delta_b$ , não há mais incremento na área de contato com o aumento do deslizamento  $\Delta$ .

Figura 2.49 - Representação das três fases de contato no plano da fissura (WALRAVEN e REINHARDT,1981)



As seguintes equações (2.27) e (2.28) foram deduzidas pelos autores para as distâncias  $\Delta_0$  e  $\Delta_b$ :

$$\Delta_0 = \sqrt{R^2 - u^2} - \sqrt{R^2 - (u + w)^2} \quad (2.27)$$

$$\Delta_b = \sqrt{2Rw - w^2} \quad (2.28)$$

A projeção da área de contato nas direções  $x$  e  $y$  para uma partícula de agregado ( $a_x$  e  $a_y$ ) valem:

Para  $0 < \Delta < \Delta_0$  é dada a equação (2.29).

$$a_x = a_y = 0 \quad (2.29)$$

Para  $\Delta_0 < \Delta < \Delta_b$  são dadas as equações (2.30) e (2.31).

$$a_y = \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(w^2 + \Delta^2)} \frac{\Delta}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} - \frac{1}{2}w - u \quad (2.30)$$

$$a_x = \frac{1}{2}\Delta - \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(w^2 + \Delta^2)} \frac{w}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} + \sqrt{R^2 - (u + w)^2} \quad (2.31)$$

Para  $\Delta > \Delta_b$  são dadas as equações (2.32) e (2.33).

$$a_y = R - (u + w) \quad (2.32)$$

$$a_x = \sqrt{R^2 - (u + w)^2} \quad (2.33)$$

Essas equações (2.30) a (2.34) foram escritas em função, também, do embutimento do agregado na matriz (variável  $u$ ). Assumindo que todos os valores possíveis para  $u$  ocorrem com a mesma probabilidade, calcula-se as áreas de contato médias mais prováveis ( $\bar{a}_y$  e  $\bar{a}_x$ ) em função das variáveis  $D$ ,  $w$  e  $\Delta$ .

Se  $D_{\text{mín}}$  for o menor círculo que possibilita o contato no plano da fissura para as variáveis ( $w$ ,  $\Delta$ ) e  $D_{\text{máx}}$  for o diâmetro máximo do agregado graúdo, a área de contato total da matriz com os agregados em uma área unitária do plano fissurado pode ser calculado, mostrado nas equações (2.34) e (2.35), pela integração definida entre os limites de variação do diâmetro dos agregados.

$$A_x = \sum a_x \int_{D_{\text{mín}}}^{D_{\text{máx}}} n(D) \bar{a}_{xD} dD \quad (2.34)$$

$$A_y = \sum a_y \int_{D_{\text{mín}}}^{D_{\text{máx}}} n(D) \bar{a}_{yD} dD \quad (2.35)$$

Os valores de  $D_{\text{mín}}$  e  $D_{\text{máx}}$  dependem do valor do embutimento do agregado na matriz, além da abertura da fissura e do deslizamento, de modo a ser fisicamente possível o contato da matriz com a superfície do agregado. O resultado dessa integração fornece para o caso A ( $\Delta < w$ ) as equações (2.36) e (2.37).

$$A_y = \int_{\frac{w^2 + \Delta^2}{w}}^{D_{\text{máx}}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\text{máx}}}\right) \cdot G_1(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (2.36)$$

$$A_x = \int_{\frac{w^2+\Delta^2}{w}}^{D_{\max}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) \cdot G_2(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (2.37)$$

Para o caso B ( $\Delta > w$ ) fornece as equações (2.38) a (2.45).

$$A_y = \int_{\frac{w^2+\Delta^2}{2w}}^{\frac{w^2+\Delta^2}{w}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) \cdot G_3(\Delta, w, D) \cdot dD + \int_{\frac{w^2+\Delta^2}{w}}^{D_{\max}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) \cdot G_1(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (2.38)$$

$$A_x = \int_{\frac{w^2+\Delta^2}{2w}}^{\frac{w^2+\Delta^2}{w}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) \cdot G_4(\Delta, w, D) \cdot dD + \int_{\frac{w^2+\Delta^2}{w}}^{D_{\max}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) \cdot G_1(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (2.39)$$

Com:

$$G_1(\Delta, w, D) = D^{-3} \left( \sqrt{D^2 - (w^2 + \Delta^2)} \frac{\Delta}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} \cdot u_{\max} - w \cdot u_{\max} - u_{\max}^2 \right) \quad (2.40)$$

$$G_2(\Delta, w, D) = D^{-3} \left\{ \Delta - \sqrt{D^2 - (w^2 + \Delta^2)} \frac{\Delta}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} \cdot u_{\max} + (u_{\max} w) \cdot \sqrt{\frac{1}{4} D^2 - (w + u_{\max})^2} \right. \\ \left. - w \sqrt{\frac{1}{4} D^2 - w^2} + \frac{1}{4} D^2 \arcsen \frac{w + u_{\max}}{\frac{1}{2} D} - \frac{D^2}{4} \arcsen \frac{2w}{D} \right\} dD \quad (2.41)$$

$$G_3(\Delta, w, D) = D^{-3} \left( \frac{1}{2} D - w \right)^2 \quad (2.42)$$

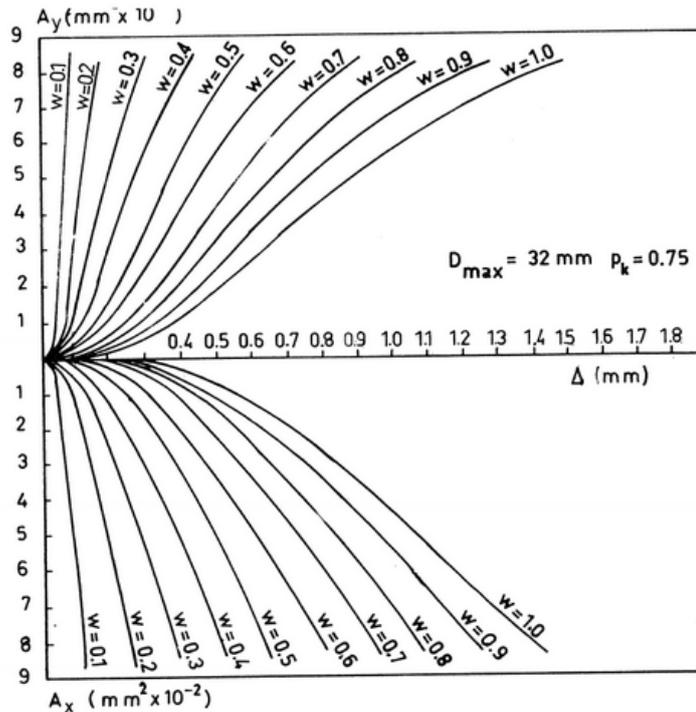
$$G_4(\Delta, w, D) = D^{-3} \left( \frac{\pi}{8} D^2 - w \sqrt{\frac{1}{4} D^2 - w^2} - \frac{D^2}{4} \arcsen \frac{2w}{D} \right) \quad (2.43)$$

$$F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) = 0,532 \left(\frac{D}{D_{\max}}\right)^{0,5} - 0,212 \left(\frac{D}{D_{\max}}\right)^4 - 0,072 \left(\frac{D}{D_{\max}}\right)^6 - 0,036 \left(\frac{D}{D_{\max}}\right)^8 - 0,025 \left(\frac{D}{D_{\max}}\right)^{10} \quad (2.44)$$

$$u_{\max} = \frac{-\frac{1}{2} w (w^2 + \Delta^2) + \frac{1}{2} \sqrt{w^2 (w^2 + \Delta^2)^2 - (w^2 + \Delta^2) \left\{ (w^2 + \Delta^2)^2 - \Delta^2 D^2 \right\}}}{(w^2 + \Delta^2)} \quad (2.45)$$

A integração das equações (2.36) a (2.45) foi realizada numericamente por Walraven e Reinhardt (1981). Na Figura 2.50 é mostrado o resultado dessas áreas para um concreto contendo 75% de agregados graúdos com tamanho máximo de 32 mm ( $p_k = 0,75$ ).

Figura 2.50 - Áreas de contato  $A_x$  e  $A_y$  para um plano fissurado de  $1 \text{ mm}^2$  (WALRAVEN e REINHARDT,1981)



#### 2.4.1.2 Comparação com os resultados experimentais

As tensões normais e tangenciais atuantes no plano da fissura devido ao intertravamento dos agregados pode ser estimada pela equação (2.46).

$$\begin{cases} \sigma = \sigma_{pu} (A_x - \mu \cdot A_y) \\ \tau = \sigma_{pu} (A_y - \mu \cdot A_x) \end{cases} \quad (2.46)$$

Neste caso, a tensão normal ao plano de cisalhamento surge devido a restrição à livre abertura da fissura. As áreas  $A_x$  e  $A_y$  dependem da abertura da fissura ( $w$ ), do deslizamento na interface ( $\Delta$ ), do diâmetro máximo do agregado e do volume de agregados por unidade de volume de concreto. A resistência à plastificação da pasta de cimento  $\sigma_{pu}$  e o coeficiente de atrito  $\mu$  foram estabelecidos pelos autores ajustando as equações do modelo analítico aos resultados experimentais. Eles concluíram que os melhores resultados foram obtidos para o coeficiente de atrito de ( $\mu$ ) igual a 0,4, independente da composição do concreto. Já a

resistência à plastificação da pasta de cimento, que depende da resistência uniaxial do concreto, foi definida pelos autores como sendo igual a equação (2.47):

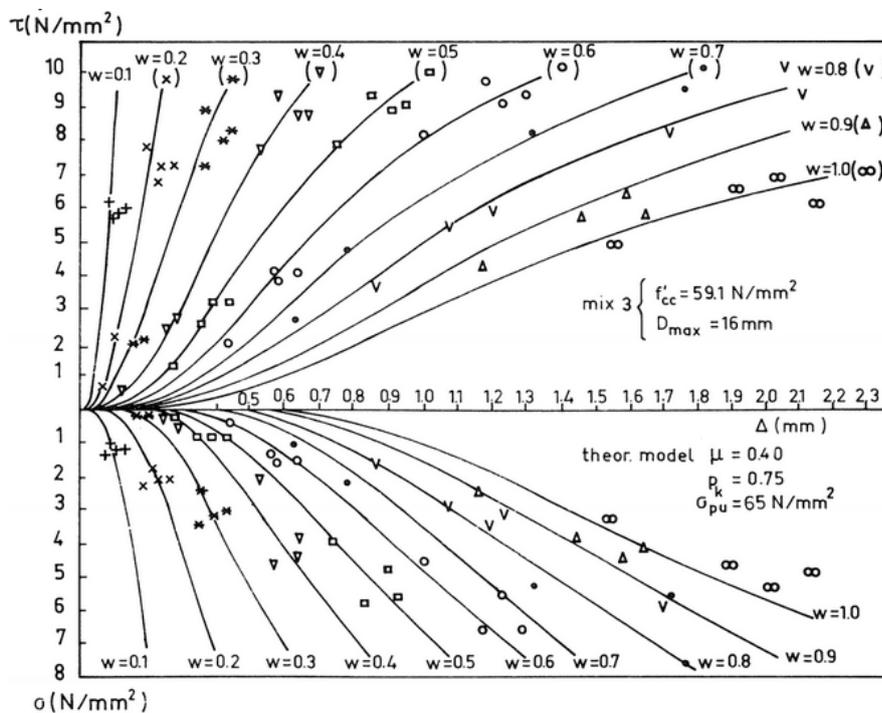
$$\sigma_{pu} = 6,39f_{cc}^{0,56} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.47)$$

A resistência à plastificação da pasta de cimento é maior que a resistência uniaxial do concreto. Isso se deve ao fato de que a zona de transição entre o agregado graúdo e a pasta de cimento no concreto endurecido é a região de menor resistência, onde normalmente se dá o início da fissuração do concreto. Dessa forma, nos concretos convencionais a resistência do concreto é menor que a resistência da pasta de cimento.

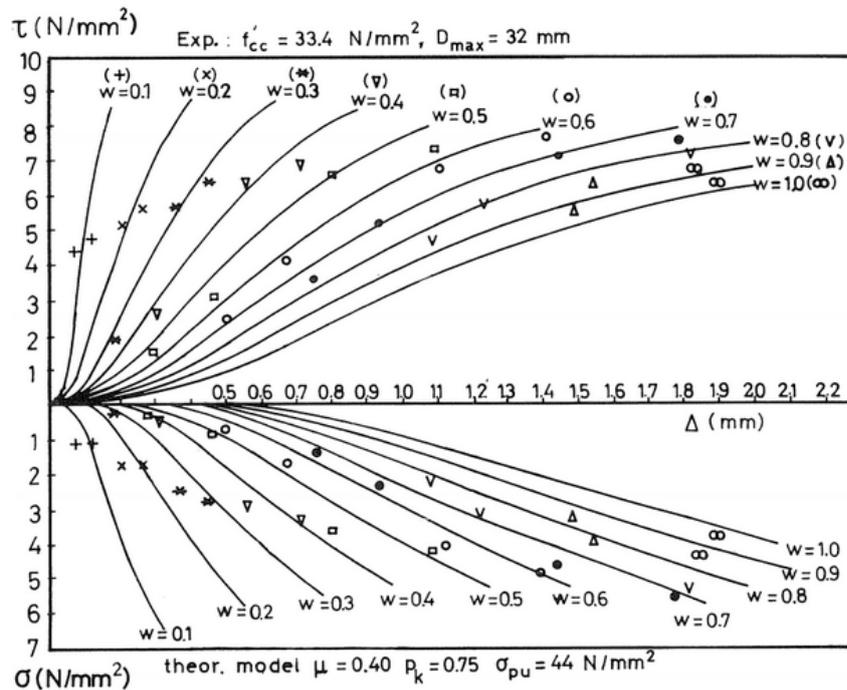
Na Figura 2.51 é mostrada a comparação do modelo analítico com os resultados experimentais obtidos por Walraven e Reinhard,(1981). Nota-se uma boa aproximação do modelo analítico com os resultados experimentais para uma grande variação da abertura inicial da fissura, isto é, com  $w$  variando de 0,1 a 1 mm.

Figura 2.51 - Comparação entre o modelo analítico para o intertravamento dos agregados e os resultados experimentais. (a) concreto com  $f_{cc}=59 \text{ N/mm}^2$ ,  $D_{\text{máx}}=16 \text{ mm}$ ,  $p_k=0,75$ ,  $\mu=0,40$  e  $\sigma_{pu}=65 \text{ N/mm}^2$ . (b) concreto com  $f_{cc}=33 \text{ N/mm}^2$ ,  $D_{\text{máx}}=32 \text{ mm}$ ,  $p_k=0,75$ ,  $\mu=0,40$  e  $\sigma_{pu}=44 \text{ N/mm}^2$  (WALRAVEN e REINHARDT,1981)

(a)



(b)



#### 2.4.2 Okamura e Maekawa<sup>1</sup> (1991 apud LAI; VECCHIO, 2004)

A formulação proposta e utilizada por esses autores no seu modelo de fissuras não ortogonal fixo é dada pela equação (2.48).

$$v_{ci} = v_{cm\acute{a}x} \Psi \quad (2.48)$$

Onde  $v_{ci}$  é a tensão de cisalhamento na superfície da fissura (MPa) e  $\Psi$  é um fator determinado pela equação (2.49).

$$\Psi = \frac{\delta_s^2}{\delta_s^2 + w^2} \quad (2.49)$$

Onde  $\delta_s$  é o deslizamento ao longo da fissura, em mm, e  $w$  é média da largura da fissura, em mm. O termo  $v_{cm\acute{a}x}$  equivale a tensão de cisalhamento máxima teórica que pode ser resistida pela fissura, o qual foi anteriormente dado por Vecchio e Collins (1986) através da equação (2.50).

$$v_{cm\acute{a}x} = \frac{\sqrt{f_{cc}}}{0,31 + \frac{24w}{a + 16}} \quad (2.50)$$

Onde  $a$  é o tamanho máximo do agregado, em mm, e  $f_{cc}$  é a resistência à compressão do concreto aos 28 dias, em MPa. A média da largura da fissura ( $w$ ) pode ser estimada através da atual deformação de tração principal no concreto,  $\varepsilon_1$ , e da média do espaçamento das fissuras  $s$ , dado pela equação (2.51).

$$w = s\varepsilon_1 \quad (2.51)$$

### **2.4.3 Lai e Vecchio (2004)**

De acordo com os autores, o modelo de formulação Walraven e Reinhardt causa instabilidade no algoritmo computacional por causa do deslizamento inicial ( $V_{co}$ ), porque caso o  $V_{co}$  seja diferente de zero e pouca ou nenhuma tensão de cisalhamento agindo sobre a fissura, o deslizamento pode ocorrer em qualquer direção, sem seguir nenhum critério. A formulação de Okamura e Maekawa evita esta dificuldade, e proporciona ainda uma definição melhor da tensão de cisalhamento máxima que pode ser permitida na fissura, porém, mesmo assim esse modelo subestima os deslizamentos nos valores de tensão intermediária. Assim, os autores propuseram um modelo, com a combinação desses dois, determinado pela equação mesma equação de Okamura e Maekawa, equação (2.48), porém com a alteração do  $\Psi$ , que aqui é dada pela equação (2.52).

$$\Psi = \frac{\delta_s^2}{\delta_s^2 + \delta_2^2} \quad (2.52)$$

Onde o termo  $\delta_2$  é dado pela equação (2.53). Esta formulação considera fatores como o tamanho do agregado na definição do  $v_{cm\acute{a}x}$ , que os autores verificaram ter grande importância ao se tratar de concretos de alta resistência, e também mantém-se consistente com as formulações anteriores usadas com a teoria do Campo de Compressão Modificado.

$$\delta_2 = \frac{0,5v_{cm\acute{a}x} + v_{co}}{1,8w^{-0,8} + (0,234w^{-0,707} - 0,2)f_{cc}} \quad (2.53)$$

Sendo que  $v_{co}$  é equilíbrio inicial na relação de cisalhamento x deslizamento na fissura, dada pela equação (2.54).

$$v_{co} = \frac{f_{cc}}{30} \quad (2.54)$$

## 2.5 CRITÉRIO DO CÓDIGO MODELO DA FIB

O Modelo de Projeto 2010 (FIB, 2010) apresenta um modelo de intertravamento de agregados (*aggregate interlock*). Nele mostra o comportamento do atrito de cisalhamento nas fissuras.

Se as faces da fissura em uma abertura de fissura são sujeitas a deslocamentos cortantes com sinais opostos, a resistência das tensões normais e tensões cisalhantes (encunhamento) desenvolvem como resultado da rugosidade das faces da fissura.

A tensão de cisalhamento  $\tau$  (MPa) e a tensão normal  $\sigma$  (MPa) podem ser calculadas a partir das relações (média) a seguir nas equações (2.72) e (2.73).

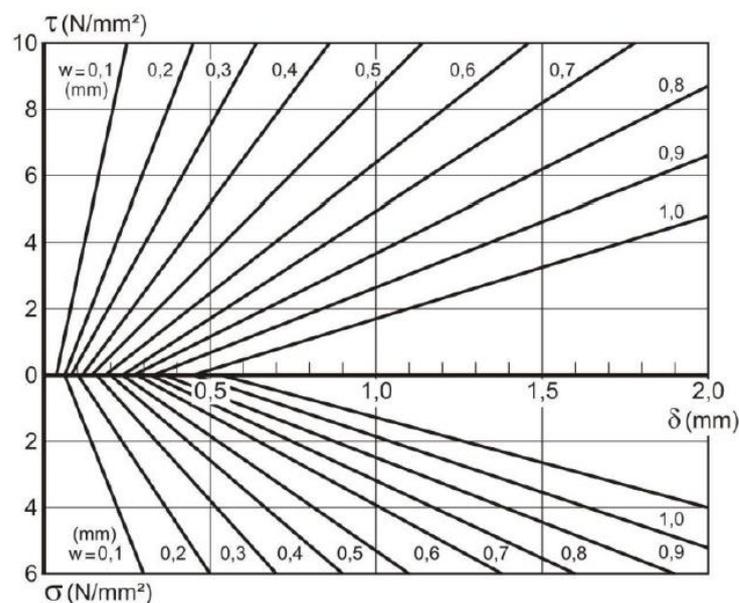
$$\tau = C_f \{-0,04f_c + [1,8w^{-0,8} + (0,292w^{-0,7} - 0,25)f_c]\delta\} \quad (2.72)$$

$$\sigma = C_f \{-0,06f_c + [1,35w^{-0,63} + (0,242w^{-0,55} - 0,19)f_c]\delta\} \quad (2.73)$$

Onde  $\delta$  é o deslocamento cortante, em mm,  $w$  é a largura da fissura, em mm e  $f_c$  é a resistência cilíndrica do concreto, em MPa.

$C_f$  é o, o qual é 1,0 se não fraturar sobre a fissuração do concreto. Para concreto com agregados frágeis ou concreto de alta resistência (com forte pasta de cimento), em que a maioria das partículas são quebradas, o valor de  $C_f$  aplicado é de 0,35. Valores mais precisos para a  $C_f$  pode ser encontrado através da realização de ensaios de cisalhamento direto (*push-off tests*).

Figura 2.52 - Relação das equações 2.0 e 2.0 para  $f_c=30$  MPa



O trajeto da abertura da fissura (desenvolvimento do deslocamento cortante em relação à abertura da fissura) pode ser construído através do diagrama mostrado na Figura 2.52. Se a relação entre a tensão normal e a abertura da fissura é dada (analogia à rigidez de mola), os valores de  $\sigma$  e  $\tau$  podem ser lidos.

## **CAPÍTULO 3**

### **PROGRAMA EXPERIMENTAL**

O programa experimental deste trabalho foi desenvolvido no Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil (LABITECC) da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás, localizado no município de Goiânia.

No programa experimental foram desenvolvidos três traços de concreto com resistência à compressão média ( $f_{cm}$ ) prevista de 60 Mpa e com agregado graúdo de dimensão máxima característica de 12,5 mm. A variável da pesquisa foi o volume de fibras de aço adicionadas, isto é, 0%, 0,5% (39,25 kg/m<sup>3</sup>) e 1,5% (117,75 kg/m<sup>3</sup>) do volume total da matriz.

Ao longo deste capítulo serão apresentadas as propriedades dos materiais que foram empregados e a forma detalhada que os ensaios foram realizados.

### **3.1 MATERIAIS**

#### **3.1.1 AÇO**

A caracterização do aço empregado no programa experimental foi realizada por meio de ensaios de tração direta, conforme especificado pela norma brasileira ABNT NBR ISO 6892:2002, como mostrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Ensaio de tração direta em barra de aço



Foi caracterizado apenas o aço que foi utilizado na armadura normal à interface do ensaio de resistência ao cisalhamento em plano fissurado, com diâmetro nominal de 6,3 mm. Foram ensaiadas seis amostras de 500 mm de comprimento. Os valores de tensão de escoamento ( $f_y$ ), tensão máxima ( $f_u$ ) e o módulo de elasticidade ( $E_S$ ) obtidos nesses ensaios estão especificados na Tabela 3.1. A Figura 3.2 mostra o gráfico de tensão-deformação obtido. O módulo de elasticidade adotado para a realização das análises foi no valor de 210 GPa.

Figura 3.2 - Gráfico de tensão-deformação obtido no ensaio de tração direta do aço

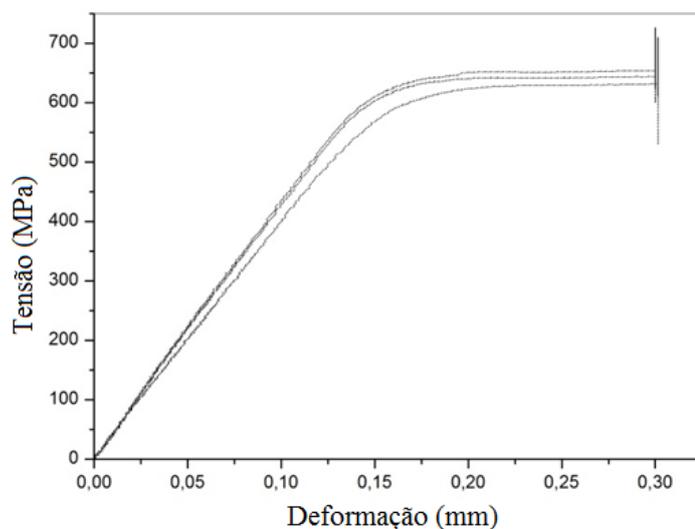


Tabela 3.1 - Resultado dos ensaios de tração direta do aço

CP	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$E_S$ (GPa)
1	629,59	708,97	196,473
2	641,81	715,19	210,557
3	640,10	711,26	212,379
4	647,35	730,60	214,562
5	650,33	740,41	215,809
6	633,49	693,43	191,612

### 3.1.2 CIMENTO

Neste trabalho foi utilizado cimento Portland composto com fíler - CP II-F-40, com adição de 6 a 10% de fíler calcário e maior grau de finura, o que proporciona maiores resistências em todas as idades. A Tabela 3.2 e a Tabela 3.3 apresentam as propriedades físicas, mecânicas e químicas do cimento, segundo informações do fabricante e de acordo com a norma ABNT NBR 11578:1991.

Tabela 3.2 - Características mecânicas do cimento CP II-F-40 (JABER, 2015)

		Lote 1	Lote 2
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	36,34	37,94
	7 dias	40,7	42,86
	28 dias	44,95	49,08

Tabela 3.3 - Características químicas do cimento CP II-F-40 (JABER, 2015)

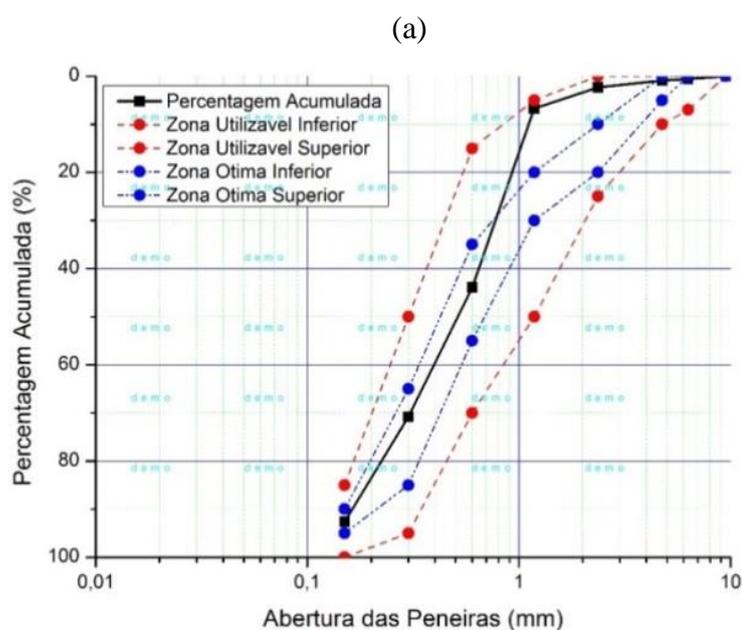
Características Químicas	Limites da NBR	Teor (%)	
	11578 (ABNT, 1991)	Lote 1	Lote 2
Perda ao fogo (PF)	$\leq 6,5$	3,86	3,75
Óxido de magnésio (MgO)	$\leq 6,5$	4,49	4,36
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	$\leq 4,0$	3,75	3,76
Resíduo insolúvel (RI)	$\leq 2,5$	1,55	1,55

### 3.1.3 AGREGADOS

Os agregados empregados nas misturas foram obtidos na região, sendo o miúdo do tipo areia natural e areia artificial, e o graúdo do tipo granito com dimensão máxima característica de 12,5 mm (aqui denominado Brita 0).

São mostrados na Figura 3.3 os gráficos da composição granulométrica obtidos de acordo com a norma ABNT NBR 7211:2005. As propriedades físicas desses agregados foram determinadas de acordo com a ABNT NBR NM 52:2009, para o agregado miúdo, e a ABNT NBR NM 53:2009, para o agregado graúdo, que são mostradas na Tabela 3.4.

Figura 3.3 - Curva granulométrica dos agregados: (a) areia natural; (b) areia artificial e (c) agregado graúdo



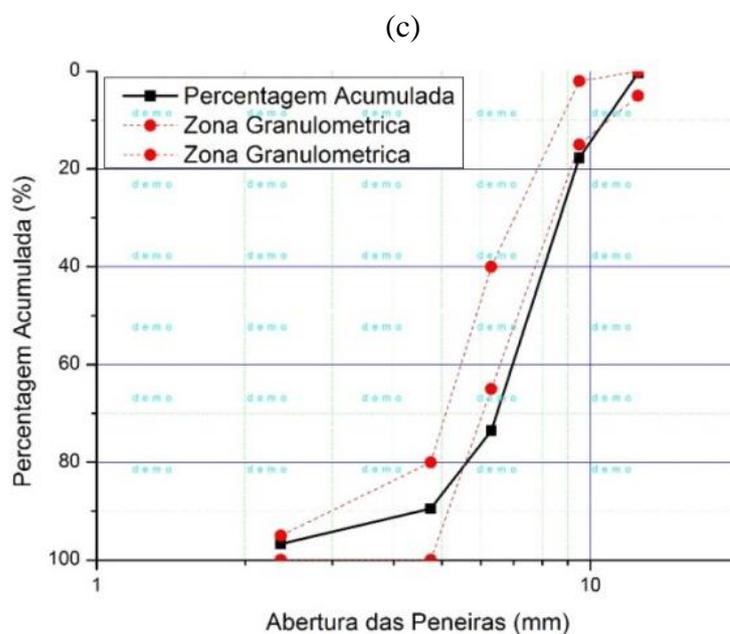
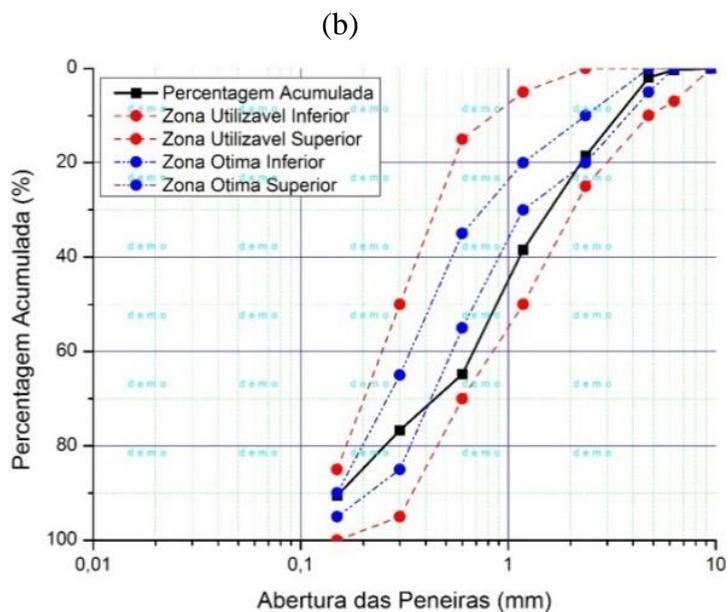


Tabela 3.4 - Propriedades físicas dos agregados

Ensaio	Areia natural	Areia artificial	Agregado graúdo
Módulo de finura médio	2,17	2,91	2,04
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,39	2,28	2,62
Absorção de água (%)	-	-	0,85

### 3.1.4 FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço que foram utilizadas como reforço fibroso e adicionadas na mistura em frações volumétricas de 0,5% (39,25 kg/m<sup>3</sup>) e 1,5% (117,75 kg/m<sup>3</sup>) do volume total da matriz foram do tipo Dramix<sup>®</sup> RC 65/35. Elas se caracterizam por serem fibras metálicas coladas,

com ancoragem em suas extremidades, seção transversal do tipo circular, como mostrado na Figura 3.4. As principais características dessas fibras estão apresentadas na Tabela 3.5.

Figura 3.4 - Fibra de aço Dramix® RC65/35



Tabela 3.5 - Características das fibras de aço

Características	Dramix RC 65/35
Comprimento – $L_f$ (mm)	35
Diâmetro – $D_f$ (mm)	0,55
Relação de aspecto ( $L_f/D_f$ )	64
Massa específica ( $g/cm^3$ )	7,85
Resistência à tração ( $N/mm^2$ )	1150

Fonte: [www.belgobekaert.com.br](http://www.belgobekaert.com.br)

### 3.1.5 COMPOSIÇÃO DA MATRIZ DE CONCRETO

Neste trabalho foram aplicados dois volumes diferentes de fibras ao traço de referência sem fibras. Foi utilizado apenas um tipo de agregado graúdo com dimensão máxima característica de 12,5 mm, resultando, assim, em três traços desenvolvidos na pesquisa.

Inicialmente foi realizado um teste com o traço 3 especificado na Tabela 3.6, baseado no traço utilizado no trabalho de Curado (2011). Esse traço foi testado com a adição de 1,5% de fibras de aço e apresentou uma resistência à compressão média de 55 MPa aos 7 dias e 64 MPa aos 28 dias. Como atingiu a resistência alvo estimada para o trabalho aos 28 dias, foi utilizado no restante do estudo.

Para garantir a fluidez necessária à mistura, foi empregado um aditivo superplastificante sintético baseado na tecnologia de polímeros policarboxilatos, em porcentagem variável, dependendo da presença e do teor de fibras de aço. No estudo inicial foi utilizado um teor de  $11,6 \text{ kg/m}^3$  (2,4% da massa de cimento) de aditivo, o que resultou em um abatimento do

tronco de cone de 24 cm para a matriz e 21 cm para o concreto com adição de 1,5% de fibras. Assim, ao longo do estudo, o aditivo superplastificante foi adicionado na mistura em frações volumétricas de 1,8% (8,7 kg/m<sup>3</sup>) para o traço 1, 2% (9,7 kg/m<sup>3</sup>) para o traço 2 e 2,4% (11,6 kg/m<sup>3</sup>) para o traço 3.

Tabela 3.6 - Composição da matriz de concreto

Material	Quantidade (kg/m <sup>3</sup> )		
	Traço 1	Traço 2	Traço 3
Cimento Equivalente	508	508	508
Cimento - CP II F 40	483	483	483
Água	182	182	182
Sílica Ativa	19	19	19
Areia Natural	379	379	379
Areia Artificial	350	350	350
Brita 12,5 mm	836	836	836
Fibras de Aço	0	39,25	117,75
Aditivo Superplastificante	8,69	9,66	11,59
Relação a/c	0,38	0,38	0,38

### 3.2 PROCESSO DE MISTURA DOS MATERIAIS

A produção do concreto foi realizada em misturador planetário com capacidade de 150 litros, mostrado na Figura 3.5, adotando-se a seguinte sequência para mistura dos materiais:

Figura 3.5 - Misturador utilizado nas concretagens



1. Mistura de todo o agregado, miúdo e graúdo, juntamente com 1/3 da água, durante um minuto;
2. Adição do cimento, da sílica ativa e o restante da água (2/3), e mistura durante um minuto;
3. Adição do aditivo superplastificante e mistura durante três minutos;
4. Descanso de três minutos (onde é realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone da matriz do concreto);
5. Mistura durante três minutos, acompanhada da adição das fibras de aço, quando presentes (onde é realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone do compósito com fibras).

### **3.3 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO**

#### **3.3.1 PROPRIEDADES FÍSICAS NO ESTADO FRESCO**

Para cada dosagem foram realizados ensaios para determinação das propriedades do concreto no estado fresco, tais como: consistência pelo abatimento do tronco de cone de acordo com a norma ABNT NBR NM 67:1998, massa específica conforme a norma ABNT NBR 9833:2008 e teor de ar na mistura baseado na norma ABNT NBR NM 47:2002. A Figura 3.6 mostra a realização desses ensaios.

Figura 3.6 - Ensaio de: (a) abatimento do tronco de cone; (b) determinação do teor de ar na mistura e (c) pesagem para determinação da massa específica



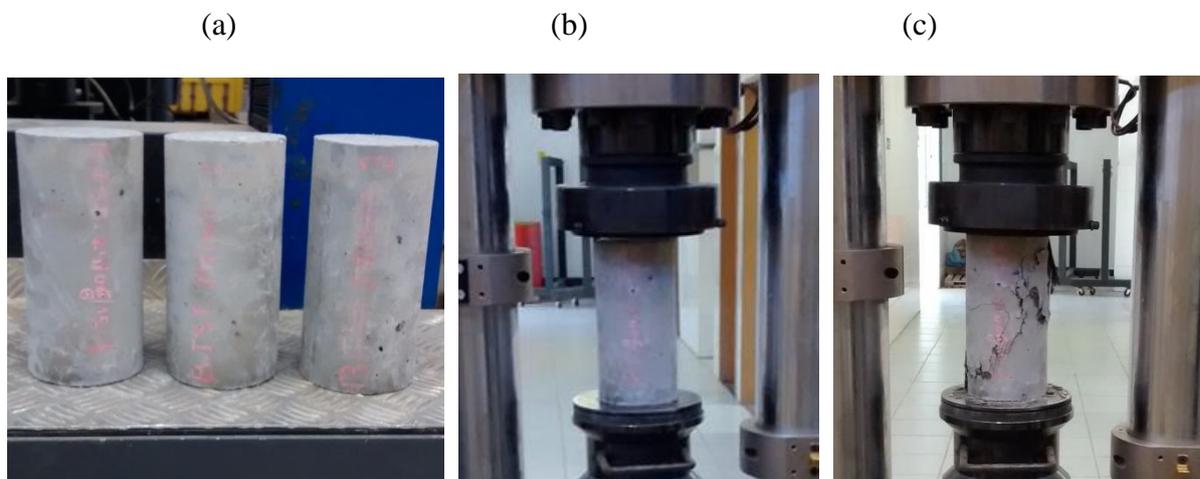
### 3.3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS NO ESTADO ENDURECIDO

Além da caracterização do concreto no seu estado fresco, também foram determinadas as propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido para cada traço. Para isso, foram moldados sete corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 mm x 200 mm e três corpos de prova cilíndricos com dimensões de 150 mm x 300 mm. Além deles, foram moldados seis corpos de prova prismáticos com dimensões de 100 mm x 100 mm x 400 mm e três corpos de prova prismáticos com dimensões de 150 mm x 150 mm x 500 mm. Todos os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida com temperatura de  $22 \pm 2^\circ\text{C}$  e umidade maior que 95%, permanecendo nessa condição até a data do ensaio.

#### 3.3.2.1 Resistência à compressão

Esse ensaio foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 5739:2007 para cada traço. Ele foi executado em uma prensa com capacidade máxima de 2000 kN, como mostra a Figura 3.7. Para a realização deste ensaio foi adotada uma velocidade de carregamento de 0,55 MPa/s. Foram ensaiados sete corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm.

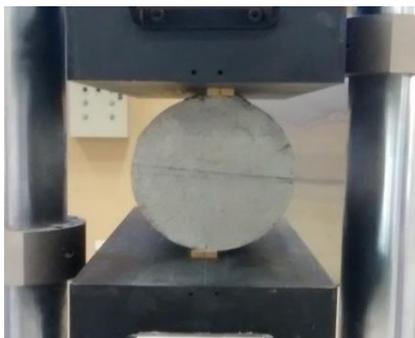
Figura 3.7 - Ensaio de determinação da resistência à compressão: (a) corpos de prova, (b) início do ensaio e (c) rompimento de corpo de prova



#### 3.3.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

Esse ensaio foi realizado seguindo a norma ABNT NBR 7222:2011 para cada traço e executado em uma prensa com capacidade máxima de 2000 kN, como mostra a Figura 3.8. Foram ensaiados três corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm.

Figura 3.8 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral



### 3.3.2.3 Módulo de elasticidade

Esse ensaio foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 8522:2008 para cada traço e executado em uma prensa com capacidade máxima de 2000 kN, como mostra a Figura 3.9. Foi adotada uma velocidade de carregamento de 0,25 MPa/s. Os corpos de prova utilizados para este ensaio foram os mesmos três corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm do ensaio de tração por compressão diametral, sendo este realizado depois do ensaio de módulo de elasticidade.

Figura 3.9 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade



Neste ensaio, o corpo de prova foi carregado até um valor de tensão correspondente a 30% da resistência média anteriormente obtida do ensaio de resistência à compressão. As deformações do corpo de prova foram registradas por meio de três extensômetros elétricos de resistência diretamente ligados à máquina de ensaio e espaçados de um ângulo de 120°.

O módulo de elasticidade do material foi calculado de acordo com a equação (3.1).

$$E_c = \frac{\sigma_{\text{sup}} - \sigma_{\text{inf}}}{\epsilon_{c,\text{sup}} - \epsilon_{c,\text{inf}}} \quad (3.1)$$

Onde:

$E_c$  é o módulo de elasticidade;

$\sigma_{sup}$  é a tensão limite superior, em MPa, correspondente a 30% da resistência obtida do ensaio de resistência à compressão;

$\sigma_{inf}$  é a tensão limite inferior, igual a 0,5 MPa;

$\epsilon_{c,sup}$  é a deformação correspondente ao limite superior de tensão;

$\epsilon_{c,inf}$  é a tensão correspondente ao limite inferior de tensão.

### 3.3.2.4 Resistência à tração na flexão

Esse é um ensaio de flexão sob três pontos de carga, no qual os corpos de prova foram serrados para formar um entalhe no meio do vão com altura de 25 mm para que, assim, não houvesse dissipação de energia fora da zona de fratura. Foram ensaiados três corpos de prova prismáticos de 100 mm x 100 mm x 400 mm para o traço 1, de acordo com o esquema mostrado na Figura 3.10-a, e corpos de prova de 150 mm x 150 mm x 500 mm, apenas para os traços 2 e 3, de acordo com esquema mostrado na Figura 3.10-b. Neste procedimento foi controlada a abertura da boca da fissura por meio de um *clip gage* representado na Figura 3.10-c. A Figura 3.11 mostra o procedimento do ensaio.

Figura 3.10 - (a) Esquema do ensaio de tração na flexão do traço 1 (dimensões em mm); (b) Esquema do ensaio de tração na flexão dos traços 2 e 3 (dimensões em mm); (c) Clip gage utilizado no ensaio

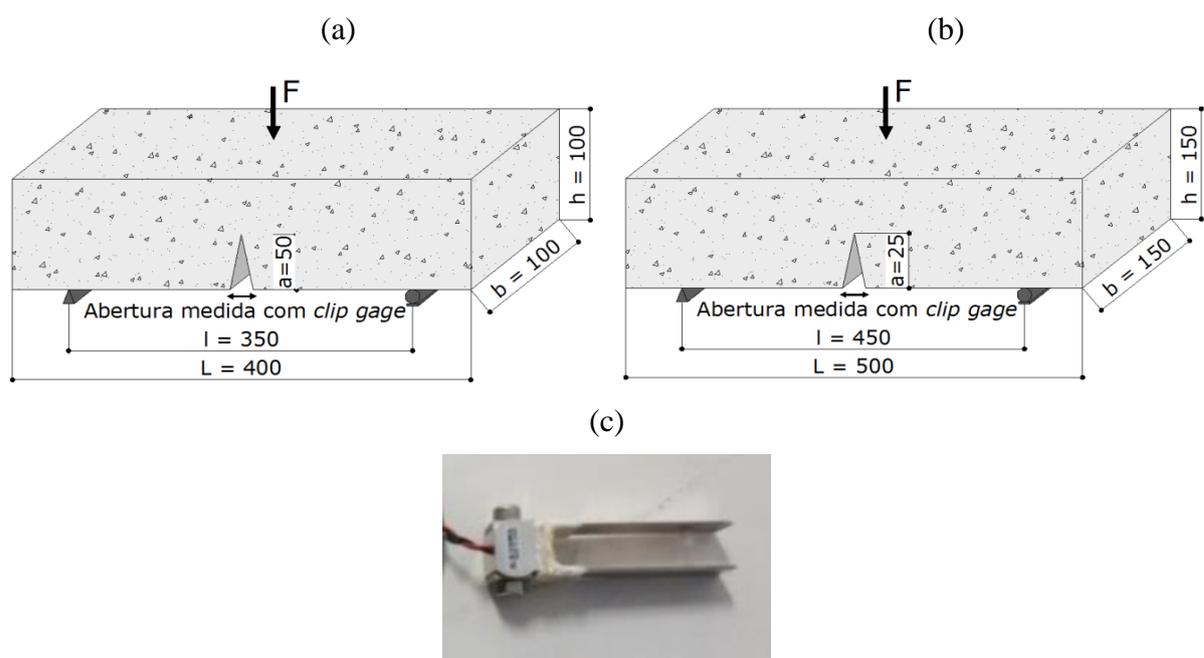


Figura 3.11 - Ensaio de resistência à tração na flexão: (a) início do ensaio e (b) rompimento de corpo de prova com fibras

(a)

(b)



Este ensaio foi baseado na norma EN 14651 (2007) – Método de ensaio para concreto reforçado com fibras metálicas – Determinação da resistência à tração por flexão (limite de proporcionalidade e resistência residual). Esta norma prescreve ensaios de flexão de corpos de prova prismáticos com dimensões de 150 mm x 150 mm x 550 mm com vão de ensaio de 500 mm. Neste trabalho, o vão de ensaio foi de 450 mm. O ensaio foi realizado em sistema de ciclo fechado, isto é, com controle da abertura da fissura, com duas velocidades: no primeiro trecho, correspondente ao intervalo de abertura de fissura entre 0 e 0,10 mm, a velocidade de abertura da fissura é de 0,05 mm/min; já no segundo trecho, entre 0,10 e 4,0 mm de abertura de fissura, a velocidade adotada é de 0,20 mm/min.

A análise da curva da relação entre força e abertura de fissura é feita de acordo com as equações (3.2) e (3.3):

$$f_{ct,L}^t = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2} \quad (3.2)$$

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (3.3)$$

Onde:

$f_{ct,L}^t$  é o limite de proporcionalidade, em MPa;

$f_{R,j}$  é a resistência residual à flexão, em MPa, correspondente a abertura de fissura  $j$ , sendo  $j = 0,50, 1,5, 2,5$  ou  $3,5$  mm, o que corresponde aos índices  $f_{R,1}, f_{R,2}, f_{R,3}$  e  $f_{R,4}$ , respectivamente;

$F_L$  é a força máxima de ensaio no intervalo de abertura de fissura de 0 a 0,05 mm, em N;

$F_j$  é a força, em N, correspondente à abertura de fissura  $j$ , sendo  $j = 0,50, 1,5, 2,5$  ou  $3,5$  mm, o que corresponde às forças  $F_1, F_2, F_3$  e  $F_4$ , respectivamente;

$l$  é o vão de ensaio, em mm;

$b$  é a largura do corpo de prova, em mm;

$h_{sp}$  é a distância entre o topo do entalhe e a face superior do corpo de prova, em mm.

### 3.3.2.5 Energia no modo I de fratura

Este é um ensaio de flexão sob três pontos de carga, no qual os corpos de prova são entalhados até a metade de sua altura no meio do vão para que, assim, não haja dissipação de energia fora da zona de fratura. O ensaio foi executado em uma máquina universal com capacidade de 300 kN. Foram ensaiados três corpos de prova prismáticos de 100 mm x 100 mm x 400 mm para todos os traços.

Neste procedimento foi determinada a abertura da boca da fissura por meio de um *clip gage* nos corpos de prova sem a presença de fibras de aço, como mostra a Figura 3.12-a. Já para os corpos de prova composto com fibras, foi determinado o deslocamento no meio do vão medido por dois deflectômetros, um de cada lado, com precisão de 1 $\mu$ m, mostrado na Figura 3.12-b. A Figura 3.13 mostra os procedimentos dos ensaios dos corpos de prova sem fibras e com fibras.

Figura 3.12 - Ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova: (a) sem fibras e (b) com fibras (dimensões em mm)

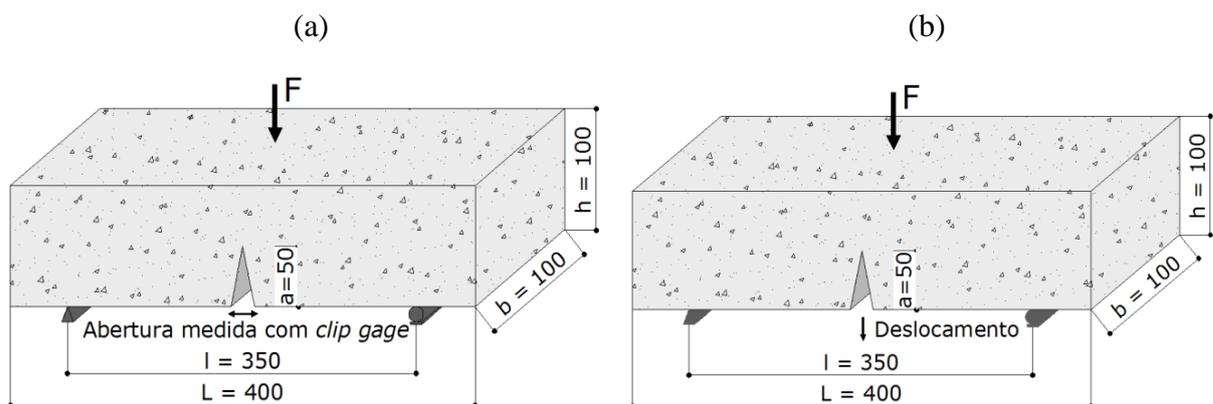


Figura 3.13 - (a) Ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova sem fibras e  
(b) ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova com fibras

(a)

(b)



A energia de fratura do concreto para os corpos de prova com fibras é calculada de acordo com a equação (3.5) recomendada pela RILEM 50-FMC (1985):

$$G_f = \frac{A + (m_1 + m_2)g\delta_u}{b(h - a)} \quad (3.5)$$

A variável  $G_f$  é a energia de fratura específica, em  $\text{Nmm/mm}^2$ ;  $A$  é a área abaixo da curva força versus deslocamento, em  $\text{Nmm}$ ;  $m_1$  é a massa do corpo de prova entre apoios, calculada como a massa do corpo de prova multiplicada por  $l/L$ , em  $\text{kg}$ ;  $l$  é o vão teórico do corpo de prova, em  $\text{mm}$ ;  $L$  é o comprimento do corpo de prova, em  $\text{mm}$ ;  $m_2$  é a massa do equipamento que acompanha a deformação do corpo de prova durante o ensaio e que não está acoplada ao atuador, em  $\text{kg}$ ;  $g$  é a aceleração da gravidade;  $\delta_u$  é o deslocamento vertical último, ou seja, o deslocamento registrado no fim do ensaio;  $a$  é a altura do entalhe, definida como  $h/2 = 50 \text{ mm}$ ;  $b$  é a largura do corpo-de-prova, em  $\text{mm}$ ; e  $h$  é a altura do corpo-de-prova, em  $\text{mm}$ .

### 3.3.2.6 Energia no misto de fratura

Este é um ensaio de flexão sob três pontos de força, no qual os corpos de prova são constituídos de entalhe fora do meio do vão. Neste procedimento foi determinada a abertura da boca da fissura por meio de um *clip gage* para o concreto sem fibras (traço 1) e, para os corpos de prova com fibras (traços 2 e 3), foi determinado o deslocamento na seção entalhada por meio de dois deflectômetros, um de cada lado, com precisão de  $1\mu\text{m}$ . O ensaio foi executado em uma máquina universal com capacidade de  $300 \text{ kN}$ . Foram ensaiados três corpos de prova prismáticos de  $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$  para todos os traços, de acordo

com esquema mostrado na Figura 3.14. A Figura 3.15 mostra os procedimentos dos ensaios dos corpos de prova sem fibras e com fibras.

Figura 3.14 - Ensaio de determinação da energia no modo misto de fratura em corpos de prova: (a) sem fibras e (b) com fibras (dimensões em mm)

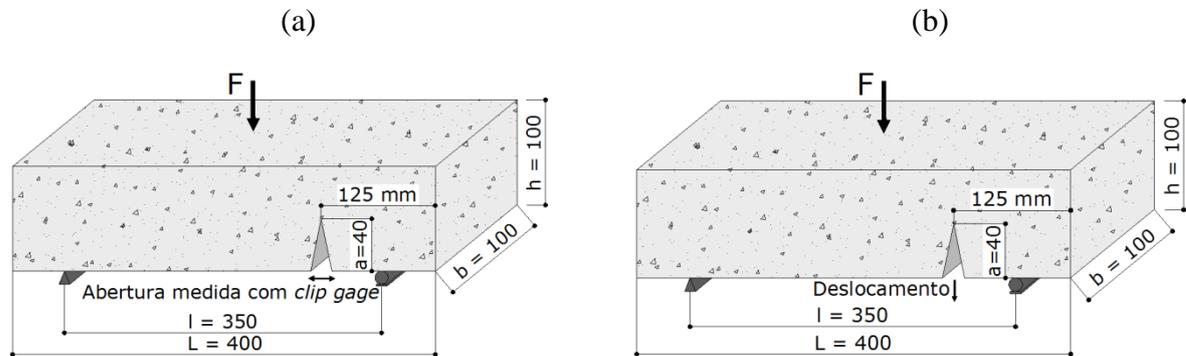


Figura 3.15 - (a) Ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova sem fibras e (b) ensaio de determinação da energia no modo I de fratura em corpos de prova com fibras



A energia dos corpos de prova com fibras desse ensaio foi calculada a partir da equação (3.6) proposta por Shah *et al.* (1995). Essa equação foi elaborada para calcular a energia de fratura do material considerando os modos I e II de fratura. Por isso, é necessário medir diretamente a abertura na boca da fissura, o que foi feito para os corpos de prova sem fibras (traço 1), ou o deslocamento vertical da face interior do corpo de prova na seção entalhada, o que foi feito para os corpos de prova com fibras (traço 2 e 3).

$$G_f = \frac{(A + P_w \delta_u) \cos \theta}{1,15(h - a)b} \quad (3.6)$$

A é área sob a curva força *versus* deslocamento na seção do entalhe, em Nmm;  $G_f$  é a energia de fratura, em Nmm/mm<sup>2</sup>;  $P_w$  é o peso do corpo de prova entre o vão teórico somado ao peso do aparato de ensaio preso a ele, em N;  $\delta_u$  é o deslocamento referente à força última

considerada, medida pelo defletoômetro;  $\theta$  é o ângulo da fissura, em graus; e o coeficiente 1,15 é o fator de rigidez de superfície.

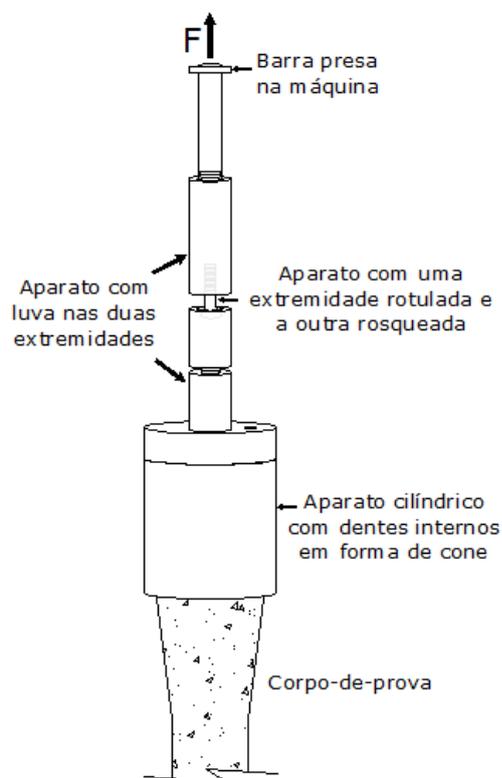
### **3.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA**

A realização do ensaio de tração direta em materiais a base de cimento sempre consistiu em um desafio devido à complexidade e ao grande número de fatores envolvidos. Essa dificuldade motivou a adoção de outros ensaios para obtenção dos valores de resistência à tração, como o ensaio de tração na flexão e o ensaio de tração por compressão diametral. Neste trabalho, optou-se por utilizar o ensaio de tração direta descrito em Velasco (2008).

Para a execução deste ensaio seria ideal a utilização de um dispositivo fixado no meio do corpo de prova no qual seriam colocados três transdutores para compensar eventuais giros do corpo de prova que pudessem afetar a leitura da abertura da fissura. Além disso, eles poderiam medir a abertura de várias fissuras, que é a situação típica do concreto reforçado com fibras quando apresenta múltipla fissuração. Porém não houve viabilidade econômica para a confecção desse dispositivo, de modo que foi determinada apenas a resistência à tração direta do concreto. Para isso, foram ensaiados corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 400 mm, com redução da seção central para 75 mm para todos os traços.

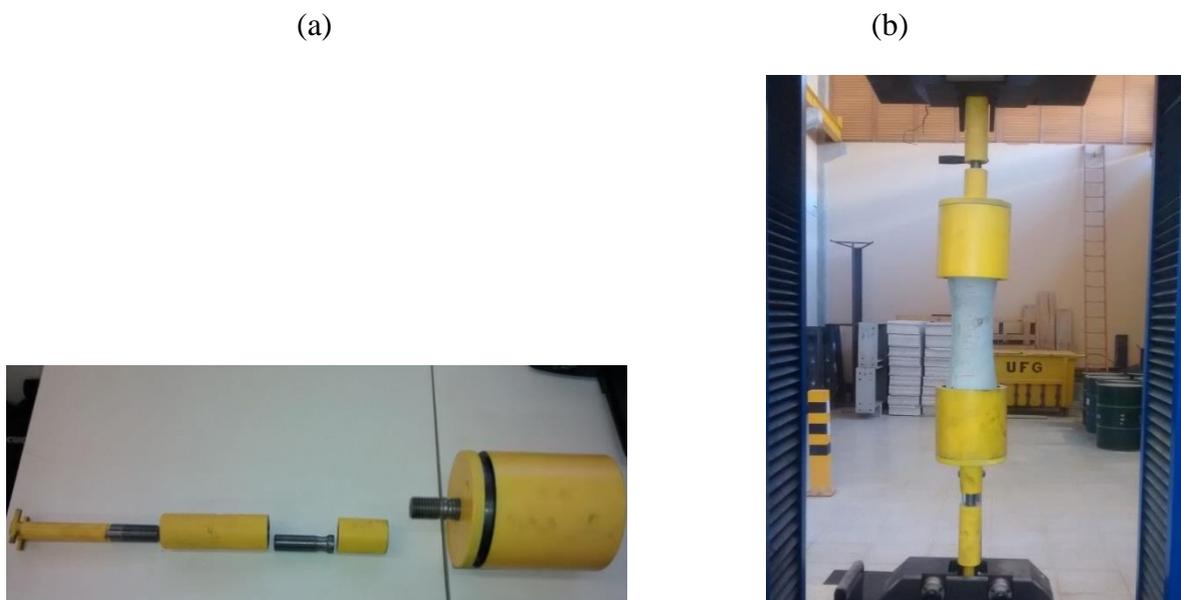
Foi confeccionado um aparato para fixação dos corpos de prova à máquina de ensaio conforme esquematizado na Figura 3.16.

Figura 3.16 - Aparato para fixação dos corpos de prova no ensaio de tração direta



Esse aparato de ensaio foi baseado no procedimento de ensaio de tração direta desenvolvido no Laboratório de Concreto de FURNAS Centrais Elétricas S.A., o que deu origem ao Dispositivo Leroy, credenciado pelo INMETRO (Procedimento FURNAS, 1996). A peça principal é um cilíndrico de aço contendo uma mola com dentes metálicos em aço em seu interior, a qual permite a retenção do corpo de prova na medida em que se aumenta o valor da força de tração. O dispositivo consiste também de peças rosqueadas, pinos rotulados para liberar o giro do corpo de prova e barras de aço maciço para fixação nas garras da máquina de ensaio. Um aparato como esse é fixado em cada extremidade do corpo de prova, de modo que o esquema de ensaio é birotulado. A Figura 3.17 mostra o aparato para fixação dos corpos de prova no ensaio de tração direta.

Figura 3.17 - (a) Aparato para fixação dos corpos de prova no ensaio de tração confeccionados. (b) Procedimento de ensaio



### 3.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

O objetivo desse ensaio é determinar a resistência ao cisalhamento do concreto com fibras de aço.

Os corpos de prova utilizados nesse ensaio têm dimensões de 150 mm x 150 mm x 500 mm e foram entalhados em 35 mm de profundidade de cada lado para que, desta forma, o plano de fissuração ficasse com 80 mm x 80 mm. Isso foi feito para garantir a ruptura do corpo de prova na máquina de ensaio de 300 kN disponível no LABITECC. Após os ensaios, foi medido o tamanho real do plano de fissuração dos modelos e a quantidade de fibras que atravessaram o plano submetido ao cisalhamento. No total, foram ensaiados 7 corpos de prova para o traço sem fibras e 5 para cada um dos traços com fibras analisados.

O aparato desenvolvido neste trabalho possui dois apoios diferentes, um do 1º gênero no lado direito e outro do 2º gênero no lado esquerdo, como mostrado na Figura 3.18. O esquema de ensaio proposto está representado na Figura 3.19.

Figura 3.18 - (a) Aparato do ensaio de cisalhamento direto: apoio do 2º gênero. (b) Aparato do ensaio de cisalhamento direto: apoio do 1º gênero. (c) Aparato do ensaio de cisalhamento direto confeccionado (dimensões em mm)

(a) (b) (c)

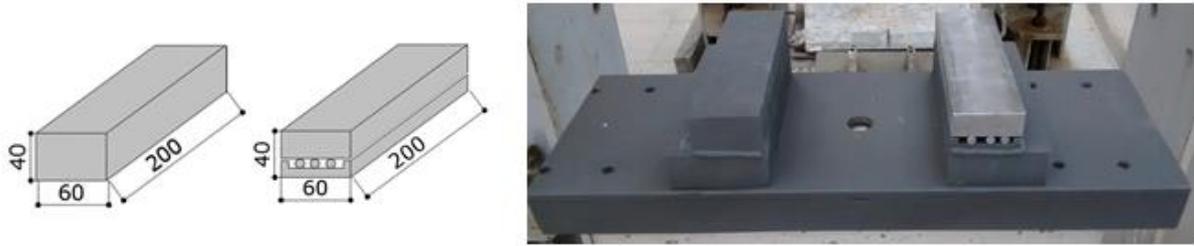
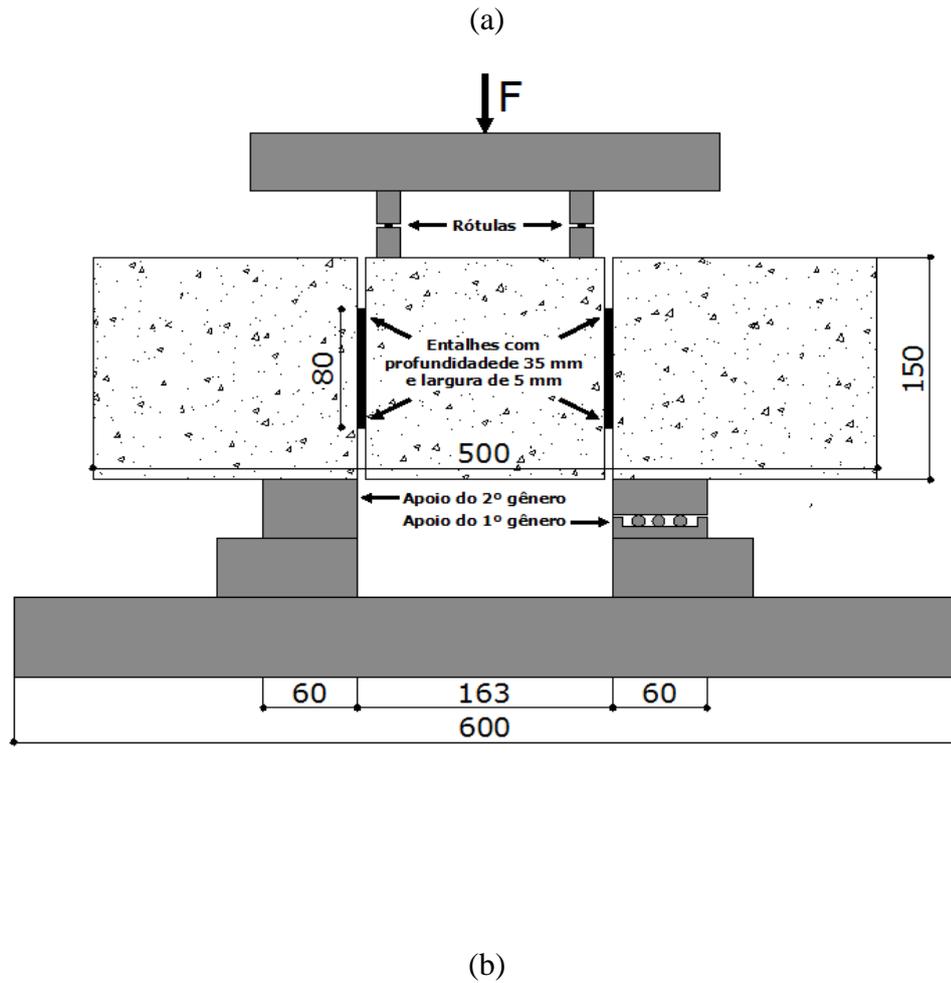


Figura 3.19 - (a) Esquema do ensaio de cisalhamento direto em corpos de prova prismáticos – dimensões em mm. (b) Procedimento do ensaio realizado (dimensões em mm)



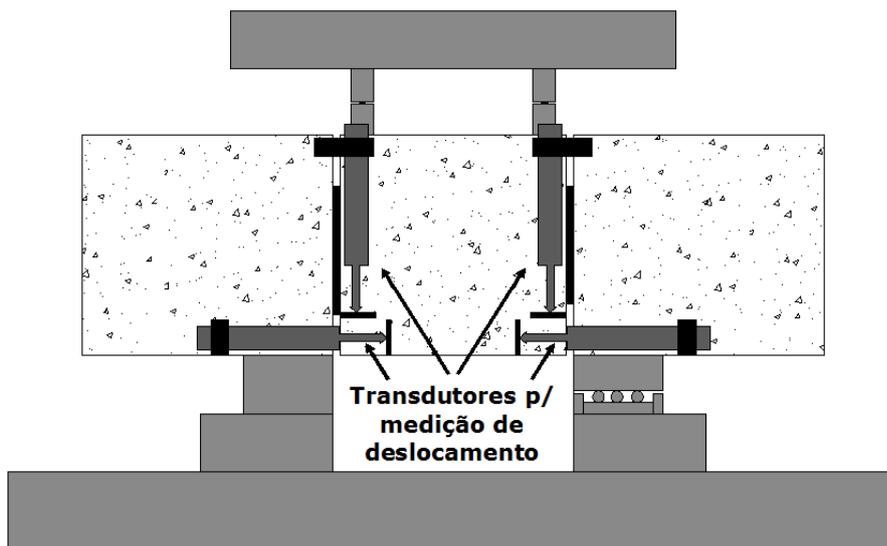


Nesse ensaio, foi registrado o deslocamento vertical para cada plano de cisalhamento do corpo de prova por meio de dois transdutores lineares de deslocamento, representado na Figura 3.20, e o deslocamento horizontal também por meio de dois transdutores lineares de deslocamento, para cada plano de cisalhamento, juntamente com um *clip gage* em um dos lados. A configuração da instrumentação deste ensaio está mostrada na Figura 3.21.

Figura 3.20 - Transdutor linear de deslocamento que será utilizado no ensaio



Figura 3.21 - Esquema da instrumentação durante o ensaio de tenacidade ao cisalhamento

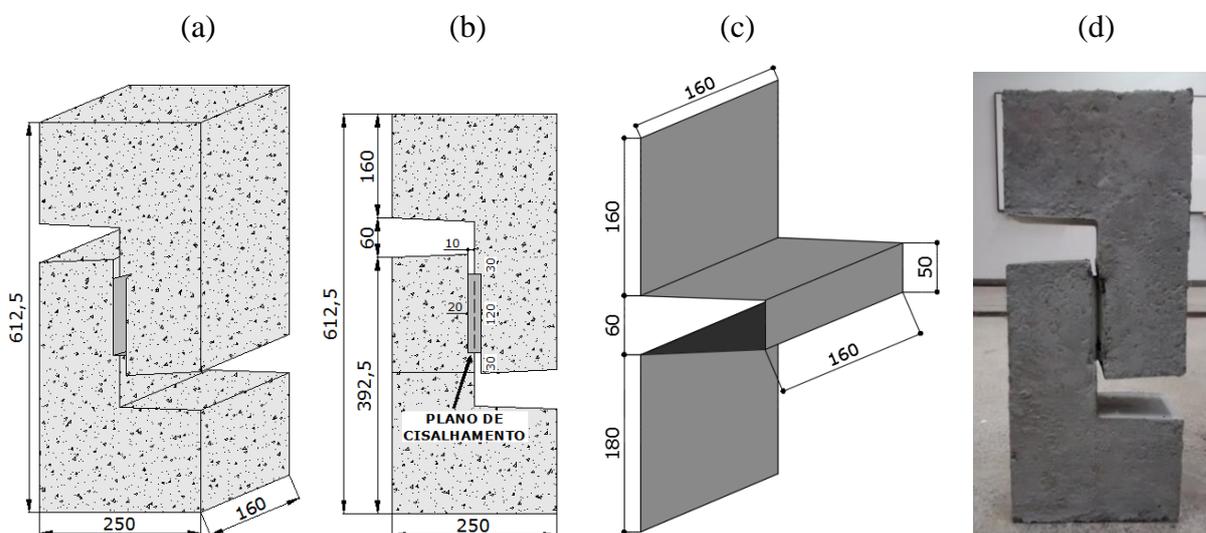


Esse ensaio foi realizado sem o prévio fendilhamento do plano de fissuração, como previsto no ensaio de *aggregate interlock* descrito no item 3.6, pois a ideia deste ensaio é determinar a resistência do plano de cisalhamento.

### 3.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM PLANOS FISSURADOS

Este é o ensaio proposto na literatura para avaliar a resistência ao cisalhamento de planos fissurados proporcionada pelo intertravamento dos agregados (ensaio de *aggregate interlock*). Nesta pesquisa foram moldados três corpos de prova do tipo Z com dimensões de 160 mm x 250 mm x 612 mm para cada traço de concreto. A forma do corpo de prova é indicada na Figura 3.22. A maneira mais apropriada encontrada para criar os vãos que permitam o deslizamento de uma parte do corpo de prova sobre a outra foi através da confecção de uma chapa de zinco, como mostrado na Figura 3.22 (c), que foi colocada no interior da fôrma prismática.

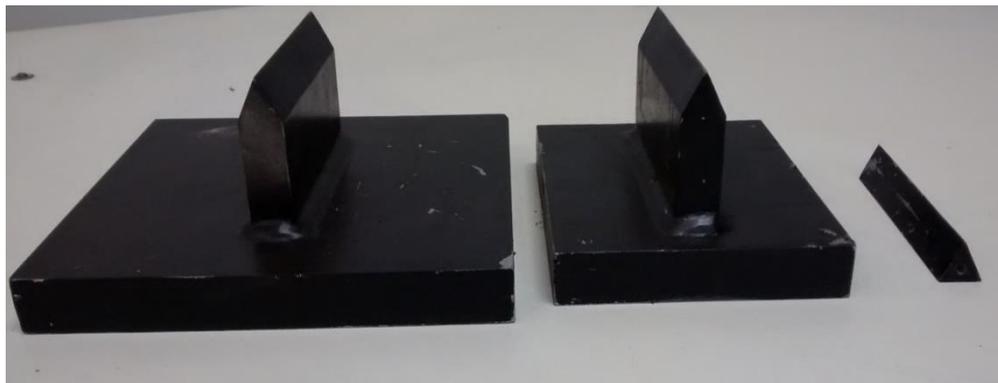
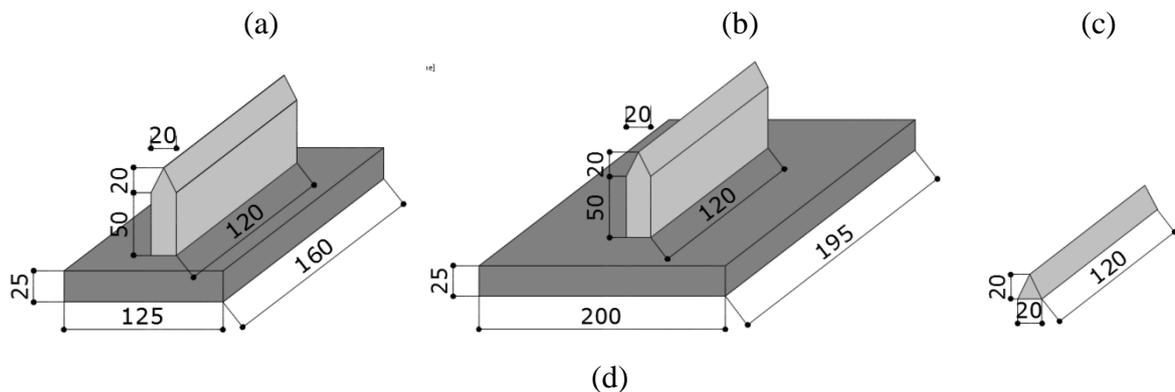
Figura 3.22 - (a) Representação do corpo de prova do ensaio de *aggregate interlock*. (b) Vista frontal do corpo de prova. (c) Fôrma de zinco para fazer o recorte no corpo de prova na concretagem. (d) Corpo de prova concretado (dimensões em mm)



Os corpos de prova, primeiramente, foram fendilhados na posição horizontal para promover a pré-fissuração do plano de cisalhamento. Em seguida, eles foram girados para a posição vertical para a solicitação do plano de cisalhamento, que tinha dimensão de 120 mm x 120 mm (Figura 3.22c). Para promover a pré-fissuração do corpo de prova foram utilizados cutelos em forma de V com 20 mm de altura e espessura. Nas faces dos corpos de prova foi confeccionado um entalhe em forma de V, também com 20 mm de profundidade e

espessura. Os cutelos para o fendilhamento do corpo de prova, bem como a chapa para a fixação dos mesmos à máquina de ensaio e os cutelos que irão dentro da fôrma para formar o entalhe nas faces do corpo de prova foram confeccionados para esta pesquisa. Suas configurações podem ser vistas na Figura 3.23.

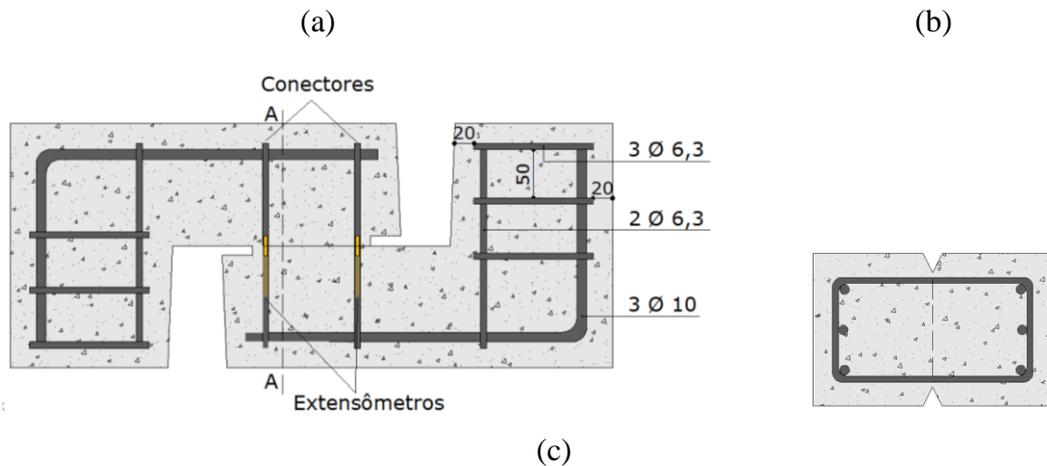
Figura 3.23 - Aparatos para execução do fendilhamento: (a) aparato superior; (b) aparato inferior; (c) cutelo na fôrma do corpo de prova; (d) Aparatos confeccionados (dimensões em mm)



Na Figura 3.24 é mostrado o detalhamento da armadura do corpo de prova. Cada lado do corpo de prova foi reforçado com três vergalhões de 10 mm, mais dois vergalhões de 6,3 mm apenas para a amarração dos estribos transversais, de modo a evitar a ruptura do corpo de prova no ponto de aplicação do carregamento. Atravessando o plano de cisalhamento têm dois estribos com diâmetro de 6,3 mm. Essa armadura tem a função de garantir a força normal ao plano de cisalhamento quando do deslizamento entre as duas faces da fissura. Além disso, ela evita a separação das duas metades do corpo de prova quando da pré-fissuração do plano de cisalhamento. Para minimizar a contribuição do efeito de pino dessa armadura na resistência do plano de cisalhamento, em um comprimento de 120 mm, foi retirada a aderência entre a armadura e o concreto. Isso foi feito envolvendo a barra com fita adesiva e aplicação de uma camada de graxa em sua superfície. Segundo Walraven e Reinhardt (1981), esse procedimento é adequado para eliminar o efeito de pino da armadura transversal, que passará

a contribuir tão somente com a aplicação de uma tensão normal à interface. A deformação dos estribos na região do plano de cisalhamento foi medida por meio de extensômetros elétricos de resistência. A taxa de armadura transversal à interface foi mantida constante para todos os corpos de prova.

Figura 3.24 - (a) Armadura do corpo de prova do ensaio de aggregate interlock. (b) Corte A-A. (c) Armadura posicionada no corpo de prova (dimensões em mm)



Durante o processo de pré-fissuração do plano de cisalhamento, foram utilizadas molas sob o corpo de prova para evitar a sua rotação, como mostrado na Figura 3.25. Durante esse processo, foi registrada a curva força *versus* abertura da fissura, tanto na etapa de carregamento quanto de descarregamento. A velocidade de carregamento adotada no ensaio foi de 0,01 mm/min. O valor da abertura  $w$  foi determinado ao final do descarregamento (abertura residual), a qual foi medida com o auxílio de três transdutores de deslocamento e um *clip gage* instalados nos quatro cantos do plano de cisalhamento (dois em cada face). Nesse processo também foi registrada a deformação na armadura transversal ao plano de

cisalhamento com o objetivo de evitar o escoamento da armadura. O esquema de instrumentação desse ensaio é mostrado na Figura 3.26.

Figura 3.25 - Esquema do processo de pré-fissuração do plano de cisalhamento: (a) Vista frontal do posicionamento; (b) Vista lateral do posicionamento; (c) Processo de fendilhamento instrumentado (dimensões em mm)

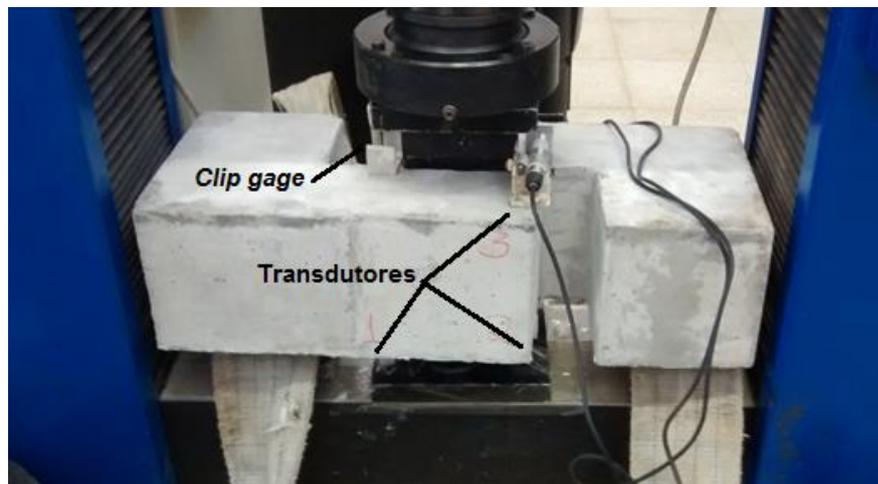
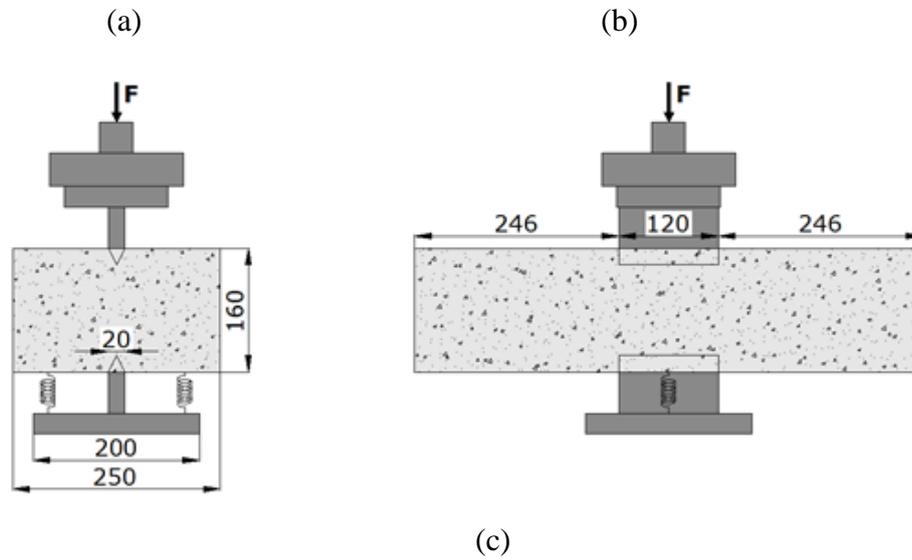
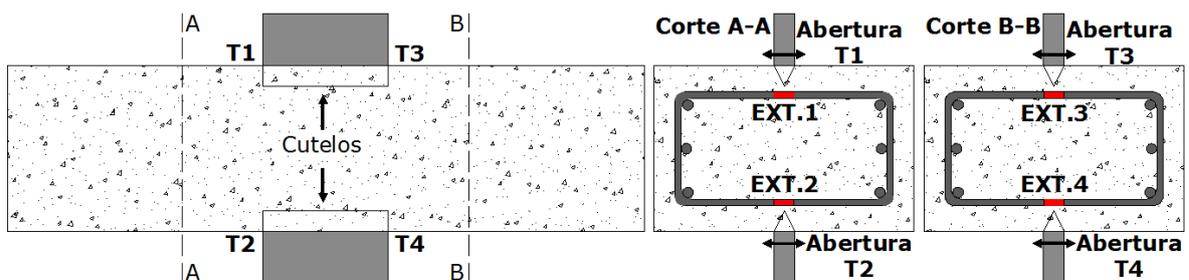
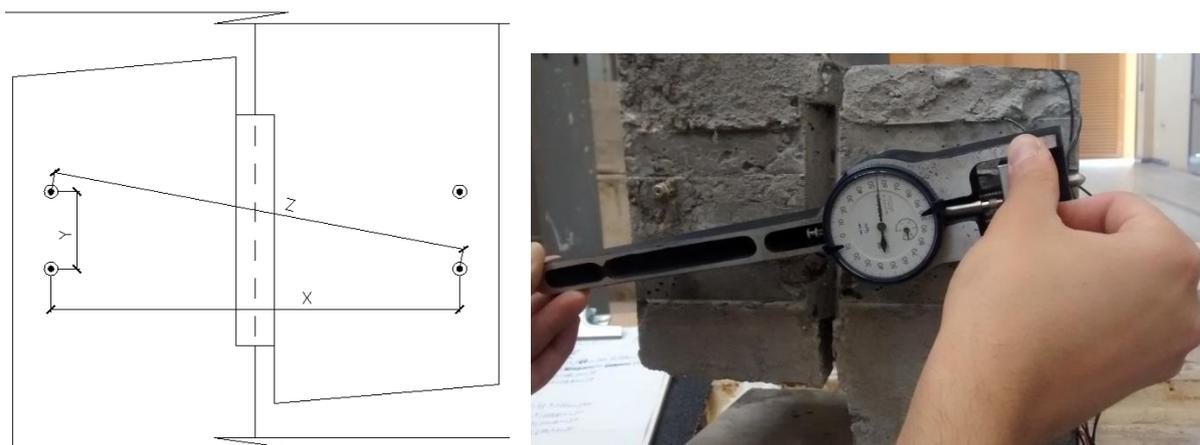


Figura 3.26 - Posicionamento das medidas de abertura e das deformações dos extensômetros



A realização da medição da abertura da fissura no plano de cisalhamento ao final do processo de fendilhamento e antes do início do ensaio de *aggregate interlock* com o modelo na posição vertical foi de grande importância para determinar o real valor da abertura inicial da fissura. Isso porque a abertura poderia ser alterada durante a operação de posicionamento do modelo, o que será discutido no capítulo 4. Para confirmar se não haveria alteração da abertura da fissura durante o manuseio do corpo de prova, foi utilizado um medidor de contração do concreto disponível no LABITECC para comparar a abertura da fissura no final do processo de fendilhamento e antes do ensaio do modelo na posição vertical, mostrado na Figura 3.27. Além disso, a deformação da armadura transversal ao plano de cisalhamento ao final do processo de fendilhamento e antes do ensaio do corpo de prova na posição vertical foi comparada para confirmar se não haveria alteração no valor da abertura da fissura nessa etapa do ensaio.

Figura 3.27 - Medição da abertura da fissura no plano de cisalhamento

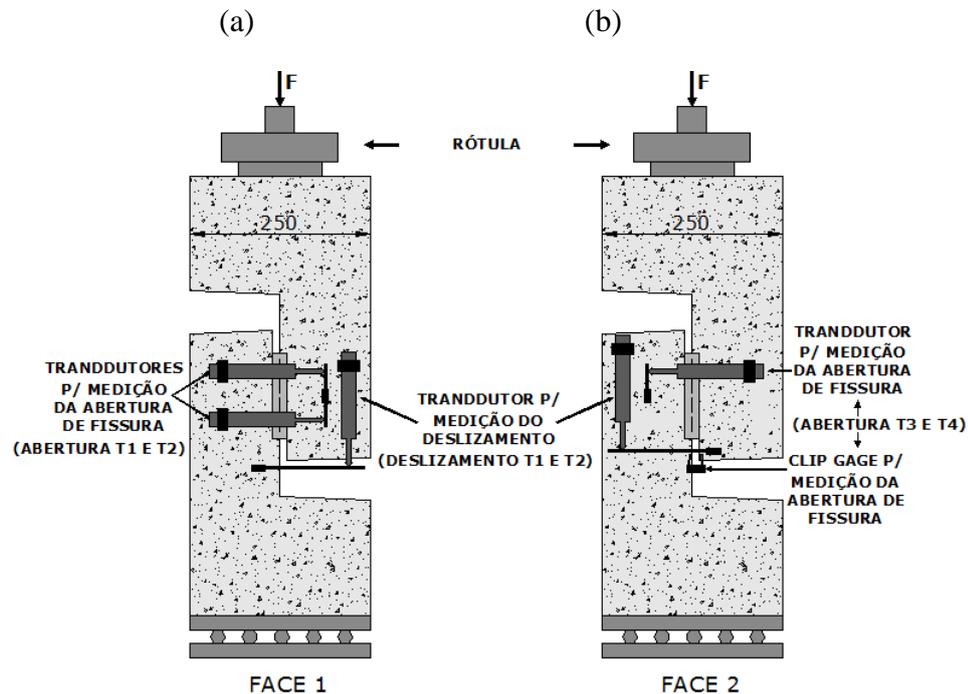


Os valores da abertura ( $w$ ) e do deslizamento do plano de cisalhamento foram medidos com precisão de 0,01 mm. O ensaio de fendilhamento tinha como meta obter uma fissura uniforme no plano de cisalhamento com abertura inicial de 0,3 mm. Neste trabalho, essa abertura inicial da fissura foi mantida constante em todos os corpos de prova.

No ensaio na posição vertical, a abertura da fissura ( $w$ ) em uma das faces foi medida por meio de dois transdutores lineares ligados ao sistema de aquisição de dados e, na outra face, foi determinada por meio do *clip gage*. O deslizamento no plano de cisalhamento foi medido por meio de dois transdutores lineares, um de cada lado do modelo. Todos os apoios dos instrumentos foram engraxados de modo a permitir o deslizamento da base sem provocar flexão, o que poderia alterar a leitura e danificar os equipamentos. A instrumentação utilizada está mostrada na Figura 3.28.

No ensaio do corpo de prova sem fibras, o deslizamento máximo previsto para o plano de cisalhamento era de 2 mm. A velocidade de carregamento adotada para o ensaio na posição vertical dos modelos sem fibras foi de: 0,004 mm/min até três minutos; 0,02 mm/min até atingir a força máxima e 0,05 mm/min até o final do ensaio. Já para os corpos de prova com fibras, as velocidades adotadas no ensaio foram: 0,004 mm/min até três minutos; 0,05 mm/min até atingir a força máxima e 0,1 mm/min até o final do ensaio.

Figura 3.28 - Esquema da instrumentação durante o ensaio de cisalhamento em planos fissurados. (a) Face na parte da frente. (b) Face da parte de trás (dimensões em mm)



# CAPÍTULO 4

## ANÁLISE DE RESULTADOS

O objetivo deste trabalho é apresentar os principais mecanismos responsáveis pela transferência de tensões de cisalhamento pelo plano fissurado em elementos de concreto não armado considerando a presença ou não de fibras de aço dispersas no concreto.

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização do concreto e do ensaio de *aggregate interlock*. Os resultados obtidos são comparados com algumas recomendações de normas e de outros trabalhos publicados.

### 4.1 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO, TRAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

Neste trabalho, foram determinadas as propriedades físicas do concreto no estado fresco, os quais estão apresentados na Tabela 4.1, para todos os traços realizados, isto é: massa específica, trabalhabilidade por meio do abatimento do tronco de cone (*slump test*) e teor de ar incorporado.

Tabela 4.1 - Propriedades físicas do concreto no estado fresco

Traço	Volume de fibras ( $V_f$ )	Massa Específica ( $\text{kg/m}^3$ )	Abatimento (mm)		Teor de ar incorporado (%)
			Matriz	Com fibra	
1	0	2262,5	80	-	2,7
2	0,5	2312,5	220	180	1,7
3	1,5	2362,5	245	140	1,6

Durante a produção do concreto foi determinado o abatimento tanto da matriz quanto depois da adição das fibras. A trabalhabilidade do concreto foi reduzida com adição de maior volume de fibras, aumentando a dificuldade no seu adensamento no momento da moldagem.

Os resultados referentes aos ensaios de resistência à compressão ( $f_{cm}$ ), resistência à tração direta ( $f_{ctm}$ ), resistência à tração indireta por compressão diametral ( $f_{ctm,sp}$ ), resistência à tração na flexão ( $f_{ctm,f}$ ) e módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) dos traços 1, 2 e 3 são apresentados na tabela 4.2. Foi realizada uma dosagem para cada traço e todos esses ensaios foram realizados com pelo menos 28 dias após a concretagem.

Tabela 4.2 - Resultados da resistência à compressão e à tração

Traço	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	$f_{ctm,f}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)
	Média $\pm$ DP	Média $\pm$ DP	Média $\pm$ DP	Média $\pm$ DP	Média $\pm$ DP
1	66,29 $\pm$ 6,54	5,18	5,95 $\pm$ 0,36	6,44 $\pm$ 0,62	37,96 $\pm$ 1,67
2	67,73 $\pm$ 4,34	3,85 $\pm$ 0,36	8,97 $\pm$ 0,55	7,92 $\pm$ 0,02	35,15 $\pm$ 0,20
3	72,97 $\pm$ 5,27	4,68 $\pm$ 0,72	11,54 $\pm$ 0,47	8,01 $\pm$ 0,48	37,07 $\pm$ 0,25

$f_{cm}$ : 9 corpos de prova para o traço 1, 10 corpos de prova para o traço 2 e 7 corpos de prova para o traço 3.

$f_{ctm}$ : 2 corpos de prova para o traço 1, 2 corpos de prova para o traço 2 e 3 corpos de prova para o traço 3.

$f_{ctm,sp}$ : 7 corpos de prova para o traço 1, 3 corpos de prova para o traço 2 e 3 corpos de prova para o traço 3.

$f_{ctm,f}$ : 3 corpos de prova para o traço 1 de 100 mm x 100 mm x 400 mm, 2 corpos de prova para o traço 2 de 150 mm x 150 mm x 500 mm e 3 corpos de prova para o traço 3 de 150 mm x 150 mm x 500 mm.

$E_{cm}$ : 4 corpos de prova para o traço 1, 3 corpos de prova para o traço 2 e 3 corpos de prova para o traço 3.

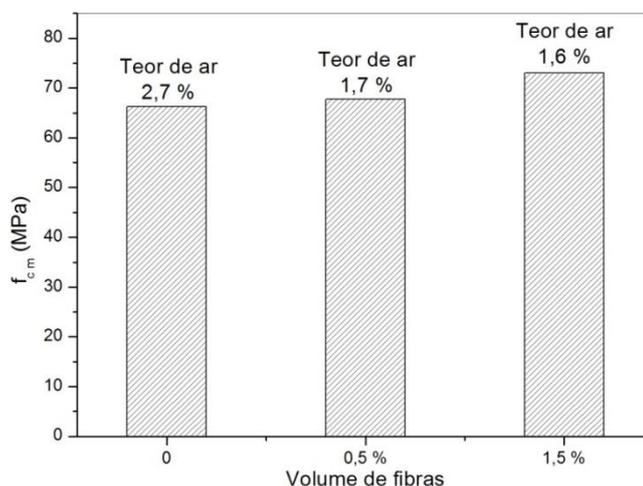
Os valores das resistências residuais ( $f_{r1}$  para uma abertura de 0,5 mm,  $f_{r2}$  para uma abertura de 1,5 mm,  $f_{r3}$  para uma abertura de 2,5 mm e  $f_{r4}$  para uma abertura de 3,5 mm) conforme a EN 14651 dos corpos de prova submetidos ao ensaio de resistência à tração na flexão estão representados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Resultados das resistências residuais dos ensaios de tração na flexão

Traço	CP	$f_{ct,f}$ (MPa)	$f_{r1}$ (MPa)	$f_{r2}$ (MPa)	$f_{r3}$ (MPa)	$f_{r4}$ (MPa)
1	1	6,82	1,23	-	-	-
	2	5,72	0,83	-	-	-
	3	6,78	1,29	-	-	-
2	1	7,94	7,59	3,52	2,21	1,70
	2	7,91	5,93	3,65	2,27	1,83
	1	7,46	10,62	10,03	8,98	7,89
3	2	8,18	12,09	12,09	10,93	9,46
	3	8,36	13,45	12,71	11,58	10,44

Na Figura 4.1 está apresentada a relação entre o teor de ar da mistura e a resistência média à compressão. De acordo com esses resultados, as fibras não tiveram influência no teor de ar incorporado na mistura.

Figura 4.1 - Relação entre o teor de ar da mistura e a resistência à compressão



É possível perceber que não houve influência das fibras de aço na resistência média à compressão do concreto.

No caso do ensaio de resistência à tração direta não foi possível manter um padrão na quantidade de corpos de prova para cada traço, pois, mesmo com seção reduzida do corpo de prova (mostrado na seção 3.4), não foram todos os corpos de prova que romperam nessa região. As Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam as formas de rupturas dos corpos de prova dos três traços que foram utilizados na análise.

Figura 4.2 - Forma de ruptura dos corpos de prova do ensaio de tração direta do traço 1



Figura 4.3 - Forma de ruptura dos corpos de prova do ensaio de tração direta do traço 2



Figura 4.4 - Forma de ruptura dos corpos de prova do ensaio de tração direta do traço 3



É possível notar que no corpo de prova do traço 1, sem fibras, a fissura resultante do ensaio era perpendicular ao carregamento e que o corpo de prova rompia sem aviso prévio, separando em duas partes rapidamente. Já os corpos de prova com fibras, traços 2 e 3, não separaram uma parte da outra no final do ensaio, pois as fibras impediram que isso ocorresse. Além disso, a fissura de todos os corpos de prova não era mais única e perpendicular ao carregamento, porém apresentava-se ramificada, sendo que no traço 3, por apresentar um maior teor de fibras, foi observado um maior número de ramificações.

No ensaio de resistência à tração na flexão foi obtido um acréscimo na resistência de aproximadamente 23% entre o traço sem fibras e o traço com 0,5% de fibras, acréscimo de aproximadamente 24% entre o traço sem fibras e o traço com 1,5% e não houve acréscimo significativo entre o traço com 0,5% de fibras e o traço com 1,5%.

As Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 mostram a forma de ruptura dos corpos de prova submetidos ao ensaio de resistência à tração na flexão sendo que, para o traço 1, os corpos de prova tinham dimensões de 100 x 100 x 400 mm e para os traços 2 e 3 tinham dimensões de 150 x 150 x 500 mm.

Nesse ensaio foi possível notar que as fissuras, para os três traços, não iniciaram a partir do centro do entalhe, e sim da sua extremidade. Aqui também foi possível notar que as fissuras foram únicas no caso de concreto com fibras e ramificadas para o sem fibras, porém as fissuras dos corpos de prova com fibras não foram tão ramificadas quanto as fissuras do ensaio de tração direta mostradas anteriormente. O comportamento da média dos modelos de cada traço desse ensaio está mostrado na Figura 4.8.

Figura 4.5 - Forma de ruptura dos corpos de prova do traço 1 (sem fibras) sujeitos a flexão

(a) face 1

(b) face 2



Figura 4.6 - Forma de ruptura dos corpos de prova do traço 2 (0,5% de fibras) sujeitos a flexão

(a) face 1

(b) face 2



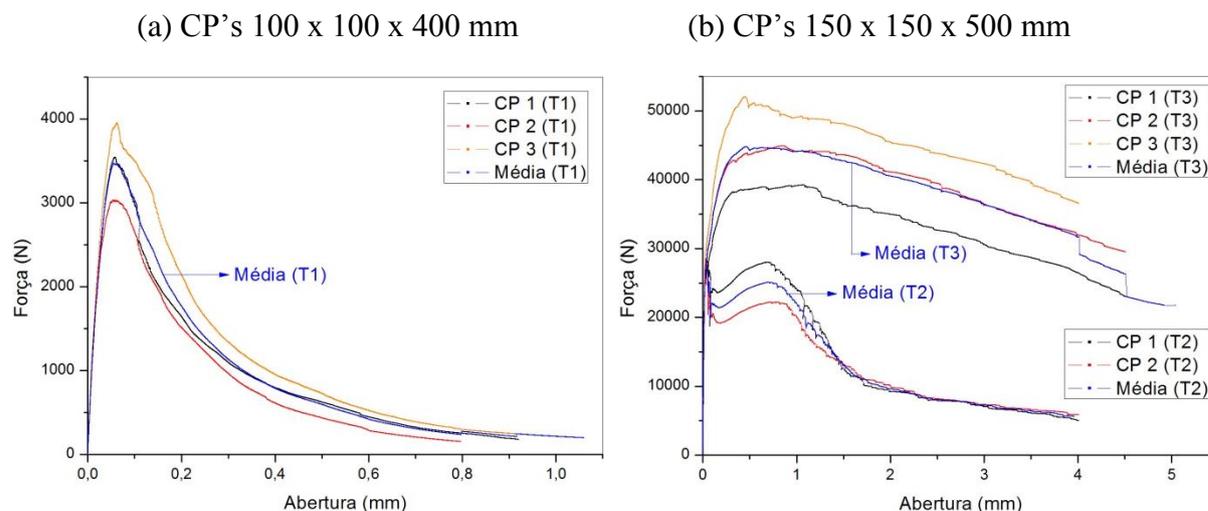
Figura 4.7 - Forma de ruptura dos corpos de prova do traço 3 (1,5% de fibras) sujeitos a flexão

(a) face 1

(b) face 2



Figura 4.8 - Resultado do ensaio de resistência à tração na flexão



No ensaio de resistência à tração indireta por compressão diametral houve um acréscimo na resistência de aproximadamente 50% entre o traço sem fibras e o traço com 0,5% de fibras, acréscimo de aproximadamente 94% entre o traço sem fibras e o traço com 1,5% e acréscimo de aproximadamente 29% entre o traço com 0,5% de fibras e o traço com 1,5%. Contudo, o ensaio de compressão diametral admite que o corpo de prova não se deforme até a ruptura. Isso não acontece no caso do concreto com fibras, pois, após a formação da primeira fissura da matriz, o corpo de prova se deforma e deixa de ser a seção cilíndrica admitida para o cálculo da resistência à tração.

A Figura 4.9 mostra a forma de ruptura típica nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova com fibras. A ruptura causada pela compressão do diâmetro do corpo de prova cilíndrico não foi alinhada com as duas extremidades apoiadas por causa das fibras que, ao serem comprimidas, provocaram várias fissuras ramificadas ao longo do trecho comprimido, fazendo com que a fissura na parte superior do corpo de prova ficasse fora da base. Esse fato não ocorreu com os corpos de prova sem fibras, sendo que houve o surgimento de uma única fissura entre os dois apoios. Isto demonstra a boa eficiência das fibras na transferência de esforços pelas fissuras, pois como visto na tabela 4.2, os valores aumentaram consideravelmente com a adição das fibras.

Figura 4.9 - Forma da ruptura dos corpos de prova sujeitos à compressão diametral do concreto

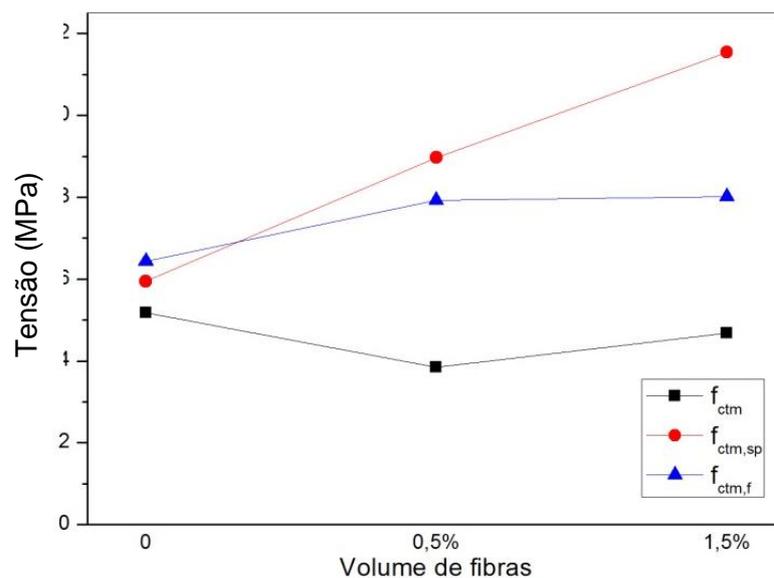
(a) sem fibras

(b) com fibras



Na Figura 4.10 é feita a comparação da resistência à tração do concreto obtida pelos três tipos de ensaio.

Figura 4.10 - Influência da adição de fibras nos ensaios de resistência à tração



Não foi observado acréscimo na resistência à tração direta com a adição de fibras. Este fato pode ser atribuído à má distribuição das fibras na seção transversal do corpo de prova, já que, depois de rompido, foi possível observar a aglomeração das fibras apenas nas extremidades da seção reduzida, e muito poucas fibras no centro. As Figuras 4.11 e 4.12 mostra a seção de alguns corpos de prova com fibras depois de rompidos, onde é possível visualizar essa aglomeração de fibras. Provavelmente isso ocorreu devido ao adensamento dos corpos de prova com vibrador de imersão que, ao ser colocado no centro da seção reduzida, fez com que as fibras se concentrassem ao redor dele.

Figura 4.11 - Seção dos corpos de prova com 0,5 % de fibras, depois de rompido, submetidos ao ensaio de tração direta

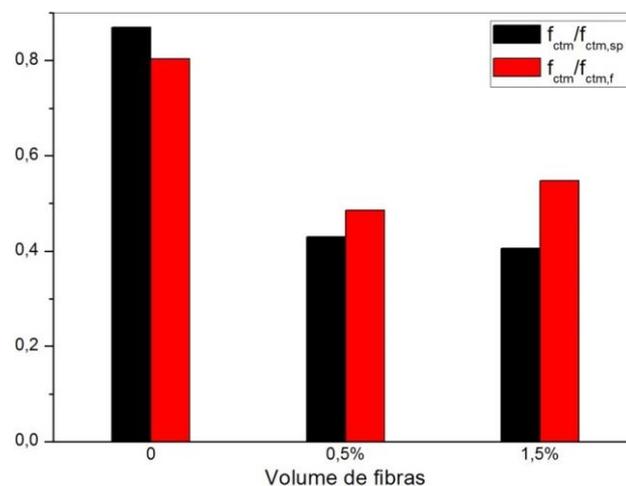


Figura 4.12 - Seção dos corpos de prova com 1,5 % de fibras, depois de rompido, submetidos ao ensaio de tração direta



De acordo com o ACI 318 (ACI, 2008), a resistência à tração direta do concreto pode ser estimada como 90% da resistência obtida do ensaio de compressão diametral ou 70% da resistência obtida do ensaio de flexão. A Figura 4.13 mostra a relação entre os valores obtidos pelo ensaio de tração direta com o de tração por compressão diametral e tração na flexão.

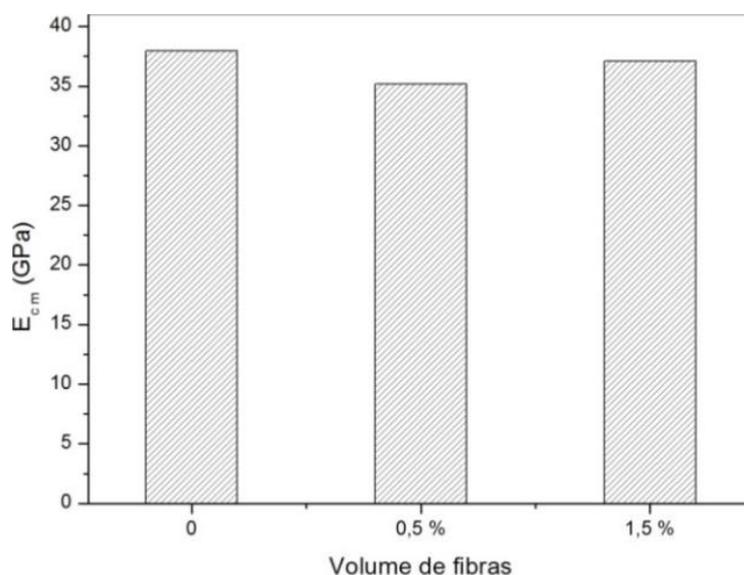
Figura 4.13 - Relação entre os resultados de resistência à tração



Notou-se que, no concreto sem fibras, a recomendação do ACI 318 (ACI, 2008) foi adequada, pois a relação entre a resistência à tração direta e a resistência à tração por compressão diametral ficou próxima de 0,9, assim como a relação entre a resistência à tração direta e a resistência à tração por flexão ficou próxima de 0,7. Já para os concretos com fibras foi constatado que essa recomendação não foi adequada. A relação ficou abaixo de 0,7, sendo que um dos fatores para essa baixa relação se deve à concentração de fibras junto às faces do corpo de prova utilizado no ensaio de tração direta, o que pode ter reduzido a eficiência das fibras neste ensaio.

Para todos os traços também foi determinado o módulo de elasticidade do concreto. Na Figura 4.14 é mostrada a influência das fibras nos valores do módulo de elasticidade, da qual se observa que não houve influência significativa. Os valores de módulo de elasticidade experimentais, quando comparados com os valores obtidos pela ABNT NBR 6118:2014, ficaram um pouco abaixo. Porém, ficaram bem próximos quando são comparados com os valores obtidos pelo ACI 318 (ACI, 2008).

Figura 4.14 - Influência das fibras no módulo de elasticidade



## 4.2 ENERGIA DE FRATURA

Os resultados obtidos do ensaio de energia no modo I de fratura estão representados na Tabela 4.4 e a Figura 4.15 mostra a curva força-deslocamento para os traços 2 e 3. Não foi determinada a energia de fratura para o concreto sem fibras pelo fato do deslocamento vertical não ter sido registrado para os corpos de prova desse traço. Por essa razão, a energia no modo

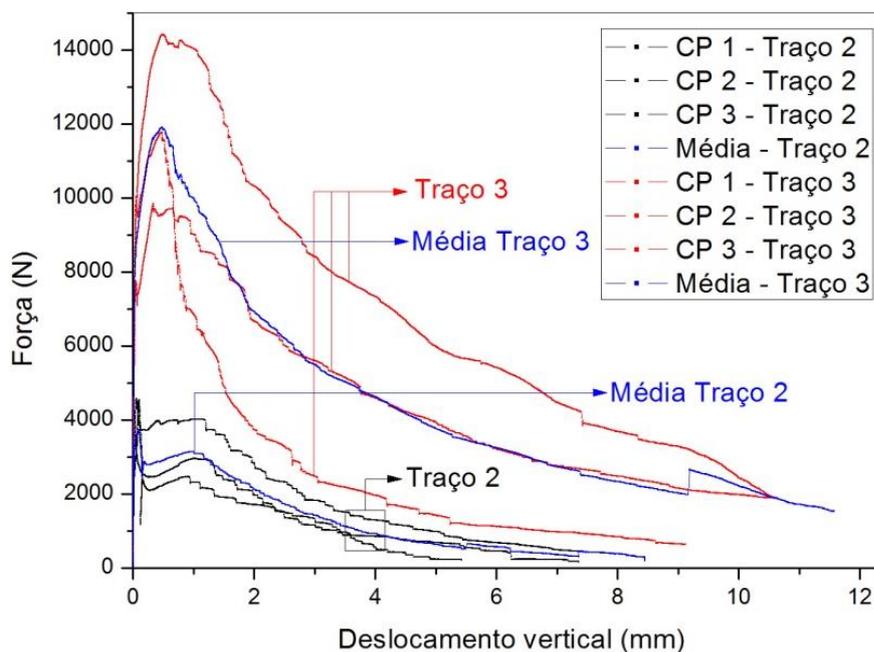
I de fratura do concreto sem fibras foi estimada pelo Código Modelo da FIB (FIB, 2010), enquanto que os traços com fibras foram calculados de acordo com RILEM 50-FMC. Nota-se o sensível aumento da energia com a adição de fibras. Além disso, o aumento do volume de fibras adicionadas aumenta a energia de fratura consideravelmente do traço 2 (0,5%) para o traço 3 (1,5%).

Tabela 4.4 - Energia no modo I de fratura dos modelos dos traços 2 e 3

Traço	Corpo de prova	$G_f$ (N/mm)	Média $\pm$ DP
1	-	0,155*	-
2	1	1,63	2,3 $\pm$ 0,82
	2	3,21	
	3	2,06	
3	1	4,95	9,86 $\pm$ 4,9
	2	9,89	
	3	14,75	

\* Valor estimado pelo Código Modelo da FIB (FIB, 2010).

Figura 4.15 - Resultado de todos os modelos submetidos ao ensaio de energia de fratura no modo I



As Figuras 4.16 e 4.17 mostram a ruptura dos corpos de prova dos traços 2 e 3. Nota-se que, apesar de não ter sido centralizada, a fissura nos corpos de prova do traço 2 não foram visualmente ramificadas, diferente do traço 3, onde as fissuras em todos os corpos de prova ficaram bastante ramificadas, o que implica em aumento significativo da energia dissipada durante o ensaio.

Figura 4.16 - Ruptura dos corpos de prova do traço 2 submetidos ao ensaio do modo I de fratura



Figura 4.17 - Ruptura dos corpos de prova do traço 3 submetidos ao ensaio do modo I de fratura

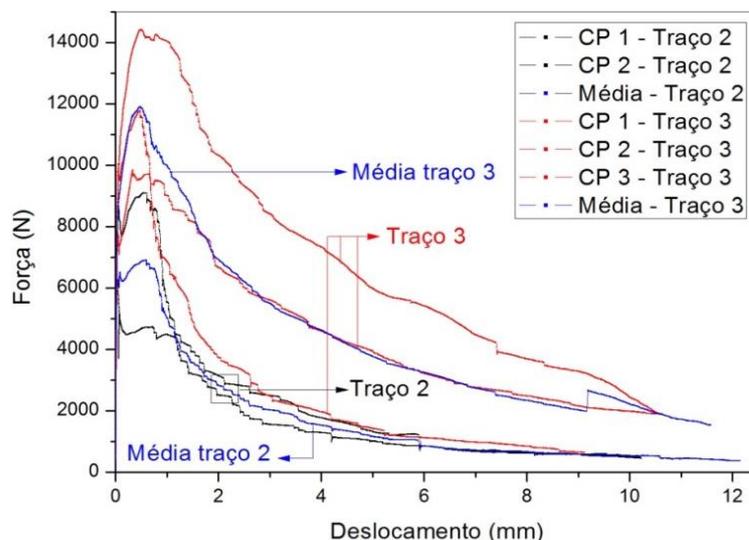


Os resultados obtidos do ensaio de energia no modo misto de fratura, calculados de acordo com Shah *et al.* (1995), estão representados na Tabela 4.5 e a Figura 4.18 mostra a curva força-deslocamento para os traços 2 e 3. Aqui também não foi determinada a energia de fratura para o concreto sem fibras pelo fato do deslocamento vertical não ter sido registrado para os corpos de prova desse traço. Da mesma forma que o modo I, foi possível notar aqui um sensível aumento da energia com a adição de fibras. Além disso, o aumento do volume de fibras adicionadas aumenta a energia de fratura consideravelmente do traço 2 (0,5%) para o traço 3 (1,5%) já que, de acordo com Shah *et al.* (1995), o aumento da energia de fratura significa uma grande influência do intertravamento dos agregados e atrito no comportamento da fratura.

Tabela 4.5 - Energia no modo misto de fratura dos modelos dos traços 2 e 3

Traço	Corpo de prova	$G_f$ (N/mm)	Média $\pm$ DP
2	1	3,12	3,50 $\pm$ 0,53
	2	3,87	
3	1	3,92	7,97 $\pm$ 3,75
	2	8,68	
	3	11,33	

Figura 4.18 - Resultado de todos os modelos submetidos ao ensaio de energia de fratura no modo I



As Figuras 4.19 e 4.20 mostram a ruptura dos corpos de prova dos traços 2 e 3. Nesse ensaio foi possível notar, da mesma forma que no ensaio no modo I de fratura, que a fissura nos corpos de prova do traço 2 não foram visualmente ramificadas, diferente do traço 3, onde as fissuras em todos os corpos de prova ficaram bastante ramificadas, o que implica em aumento significativo da energia dissipada durante o ensaio. Para determinar o ângulo da fissura, o qual é utilizado para determinar a energia, foi feita a média do ângulo das duas faces de cada corpo de prova.

Figura 4.19 - Ruptura dos corpos de prova do traço 2 submetidos ao ensaio do modo misto de fratura



Figura 4.20 - Ruptura dos corpos de prova do traço 3 submetidos ao ensaio do modo misto de fratura



Os valores de energia no modo I e no modo misto de fratura nos corpos de prova do traço 2 (0,5% de fibras) foram bem próximos, sendo que a energia do modo misto foi sutilmente maior, o que é um comportamento esperado. O ângulo de inclinação da fissura, a partir do seu início e o seu desenvolvimento até o final, conseguiu se manter praticamente constante. Isso se deve ao baixo volume de fibras, as quais não tiveram grande influência no comportamento da fissura.

Isso ocorreu de forma diferente para os corpos de prova do traço 3 (1,5% de fibras), pois, assim que se iniciava a fissuração no corpo de prova, a fissura tomava uma direção diferente, além da sua ramificação. Isso também fez com que ocorresse grande dispersão dos resultados de energia no modo I e no modo misto de fratura para o traço 3, pois quanto maior o volume de fibras maior será a heterogeneidade do concreto, o que causa maior dispersão dos resultados. Dessa forma, pode-se afirmar que o método determinado por Shah *et al.* (1995) para calcular a energia no misto de fratura para os corpos de prova com considerável volume de fibras se torna inadequada por causa da impossibilidade de se determinar um ângulo do corpo de prova rompido.

### 4.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

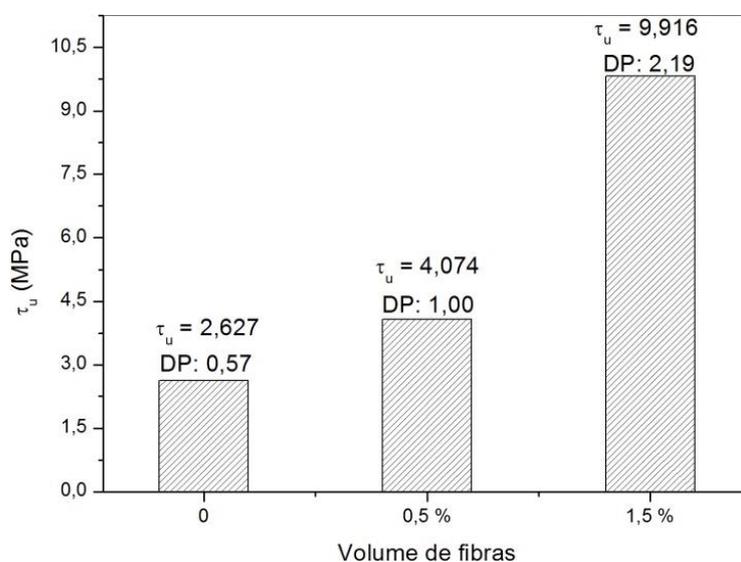
Na tabela 4.6 são apresentados os resultados obtidos do ensaio de cisalhamento direto em dois planos para cada um dos traços analisados. A força máxima ( $F_{m\acute{a}x}$ ) é a força em cada plano de cisalhamento, considerando que, até a ruptura do plano de cisalhamento, a força era dividida igualmente nos dois planos. A resistência ao cisalhamento média foi calculada pela relação entre a força máxima e a média da área dos dois planos de cisalhamento do corpo de prova, a

qual foi determinada ao final do ensaio para corrigir eventual falta de precisão da profundidade do entalhe. Adicionalmente, é apresentado o número de fibras, que foram contadas após a ruptura do corpo de prova, que atravessavam cada um dos dois lados (L1 e L2) do plano de cisalhamento rompido, em seguida, o total de fibras que atravessavam esse plano através do somatório da quantidade de fibras de cada lado e, por fim, a média de fibras no plano rompido de todos os corpos de prova para cada um dos traços. Na Figura 4.21 são apresentados os valores médios da resistência ao cisalhamento, com seu respectivo desvio padrão, em função do volume de fibras adicionado.

Tabela 4.6 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto

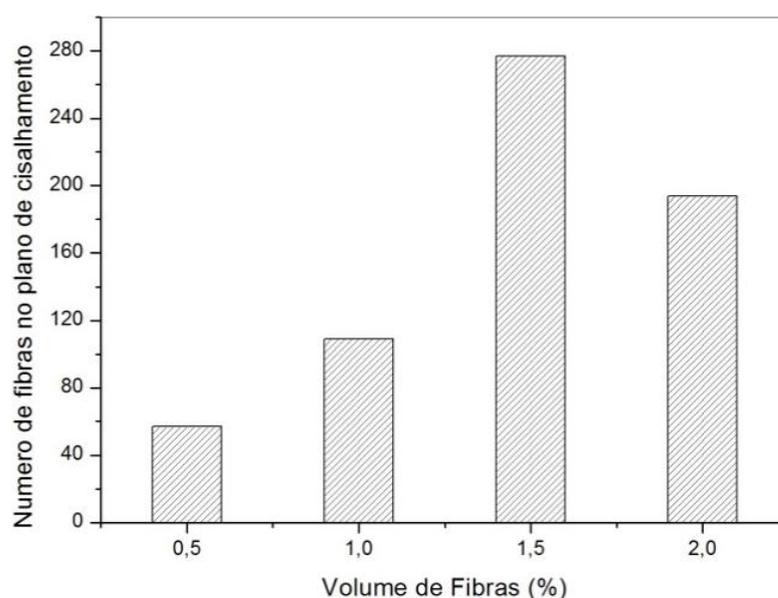
Traço	$V_f$ (%)	$f_{cm}$ (MPa)	$F_{máx}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	k	Nº de fibras no plano			Média do nº fibras $\pm$ DP
						L1	L2	Total	
1	0	62,87	20,58	2,63	0,33	-	-	-	-
			26,13	3,44		-	-	-	
			19,25	2,57		-	-	-	
			16,09	2,10		-	-	-	
			24,31	3,10		-	-	-	
			13,31	1,75		-	-	-	
2	0,5	65,23	22,03	2,80	0,50	-	-	-	$57 \pm 12$
			20,35	2,83		29	37	66	
			37,52	5,05		23	30	53	
			24,49	3,30		23	23	46	
			35,11	5,03		38	37	75	
3	1,5	70,81	29,21	4,16	1,17	27	20	47	$277 \pm 29$
			60,37	7,95		151	154	305	
			74,4	9,70		163	111	274	
			102,33	13,36		130	112	242	
			64,74	8,03		129	128	257	
			78,26	10,04		146	163	309	

Figura 4.21 - Resistências ao cisalhamento médias para cada traço



Na Tabela 4.6 também é mostrada a constante de correlação  $k$  entre a resistência ao cisalhamento e a resistência à compressão média do concreto, dada pela equação (2.12). Assim, como nos resultados apresentados por Nunes (2006), o valor da constante  $k$  neste trabalho também aumentou conforme o aumento do volume de fibras. Contudo, os valores de  $k$  neste trabalho foram menores que os obtidos por Nunes (2006), o que pode ser devido à configuração com um apoio do primeiro gênero adotado neste trabalho. Nunes (2006) adotou um esquema com dois apoios do segundo gênero, o que pode induzir uma força de compressão normal ao plano de cisalhamento, resultando em um aumento da resistência ao cisalhamento do concreto. A Figura 4.22 mostra a variação do número de fibras presentes nas duas faces do plano de cisalhamento rompido com o volume de fibras obtido neste trabalho e por Nunes (2006).

Figura 4.22 - Quantidade de fibras atravessando o plano de cisalhamento de acordo com o volume de fibras



Neste trabalho, o plano de cisalhamento utilizado foi de  $6400 \text{ mm}^2$ , enquanto que o plano utilizado por Nunes (2006) foi de  $14400 \text{ mm}^2$ . Portanto, já que os planos de cisalhamento são diferentes e, para possibilitar a comparação da quantidade de fibras no plano de cisalhamento neste trabalho com o elaborado por Nunes (2006), a quantidade de fibras de Nunes (2006) foi corrigida multiplicando o número de fibras pela relação das duas áreas do plano de cisalhamento.

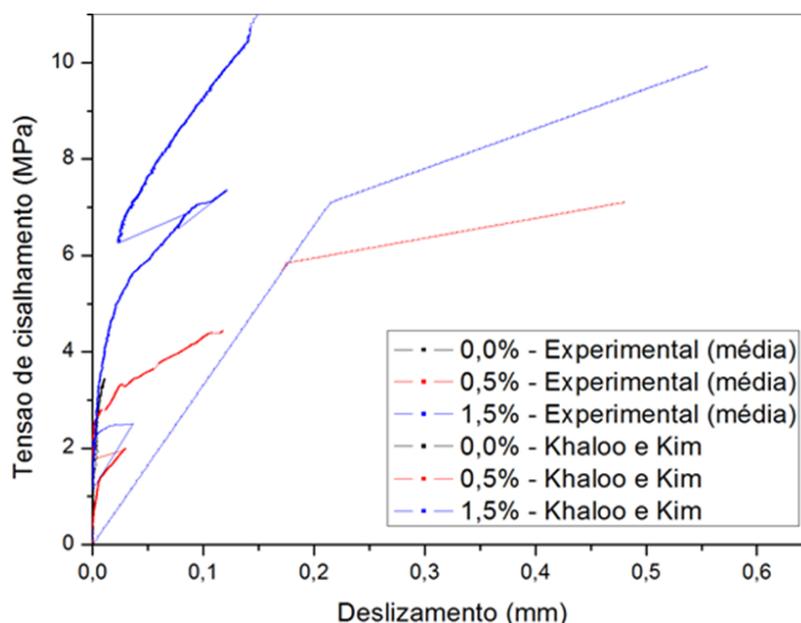
A tensão máxima de cisalhamento foi calculada pela equação (2.8), que é uma equação empírica desenvolvida por Khaloo e Kim (1997). Contudo, a maior relação de aspecto utilizada pelos autores foi no valor de 58, como mostrado anteriormente na Tabela 2.1,

lembrando que neste trabalho foi utilizada uma relação de aspecto de 64. Mesmo assim, foi realizada a comparação dos valores de tensão máxima de cisalhamento analiticamente pelo modelo de Khaloo e Kim (1997) e os valores experimentais obtidos, mostrados na Tabela 4.7, e a comparação entre eles, mostrada na Figura 4.23. Nota-se que a equação ficou adequada apenas para o traço com 1,5% de fibras (traço 3).

Tabela 4.7 - Relação da resistência máxima ao cisalhamento experimental e de Khaloo e Kim (1997)

Traço	$f_{cm}$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	
		Experimental	Khaloo e Kim (1997)
1	$66,29 \pm 6,54$	2,63	5,29
2	$67,73 \pm 4,34$	4,07	7,01
3	$72,97 \pm 5,27$	9,82	9,91

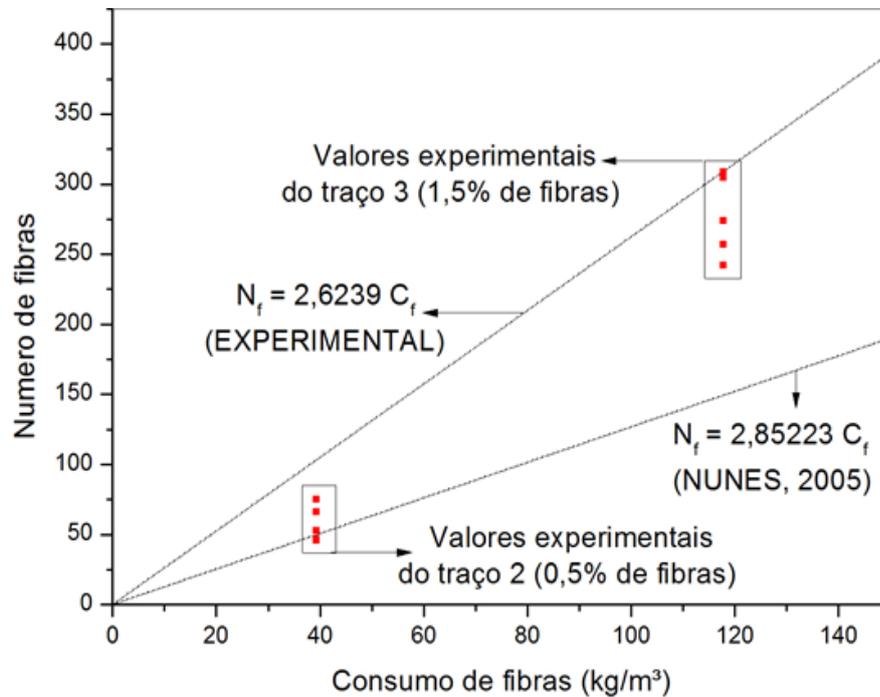
Figura 4.23 – Curva e tensão-deslizamento de cisalhamento experimental e de Khaloo e Kim (1997)



Na Figura 4.24 é apresentada a relação entre o consumo de fibras ( $C_f$ ), e o número de fibras, ( $N_f$ ), contido no plano de cisalhamento dos corpos de prova. De acordo com Nunes (2006), essa relação é dada pela equação (4.1), a qual se baseia no método de projeto Dramix, para fibras com relação de aspecto igual a 64. Esse número se refere apenas a um plano de cisalhamento, porém é o somatório do número de fibras encontrado nas duas faces desse plano. Como esperado, o número de fibras cortando o plano de cisalhamento aumentou com o acréscimo do volume de fibras adicionadas à matriz nos traços 2 e 3.

$$N_f = 2,6239C_f \quad (4.1)$$

Figura 4.24 - Relação entre o consumo de fibras e o número de fibras que atravessam o plano de cisalhamento



As Figuras 4.25, 4.26 e 4.27 mostram os resultados da abertura e do deslizamento *versus* a tensão no plano de cisalhamento até a força máxima obtidos para os três traços. A abertura nos corpos de prova sem fibras ficaram próximas, com um valor médio de aproximadamente 0,017 mm. Já o deslizamento desses corpos de prova apresentou maior dispersão e ficaram bem abaixo dos valores observados nos traços com fibras. A abertura da fissura nos corpos de prova dos traços 2 e 3 tiveram comportamento parecido, com média de 0,3 mm e 0,5 mm, respectivamente. Já o deslizamento nos traços 2 e 3 atingiu valores da ordem de 0,07 mm e 0,15 mm, respectivamente. Isso mostra a influência das fibras após a fissuração da matriz e o aumento da resistência ao cisalhamento conforme o crescimento do volume de fibras, pois a tensão de cisalhamento máxima aumentou em 55% do traço 1 para o traço 2 e em 141% do traço 2 para o traço 3.

Figura 4.25 - Resultado do ensaio de cisalhamento em dois planos para o traço 1

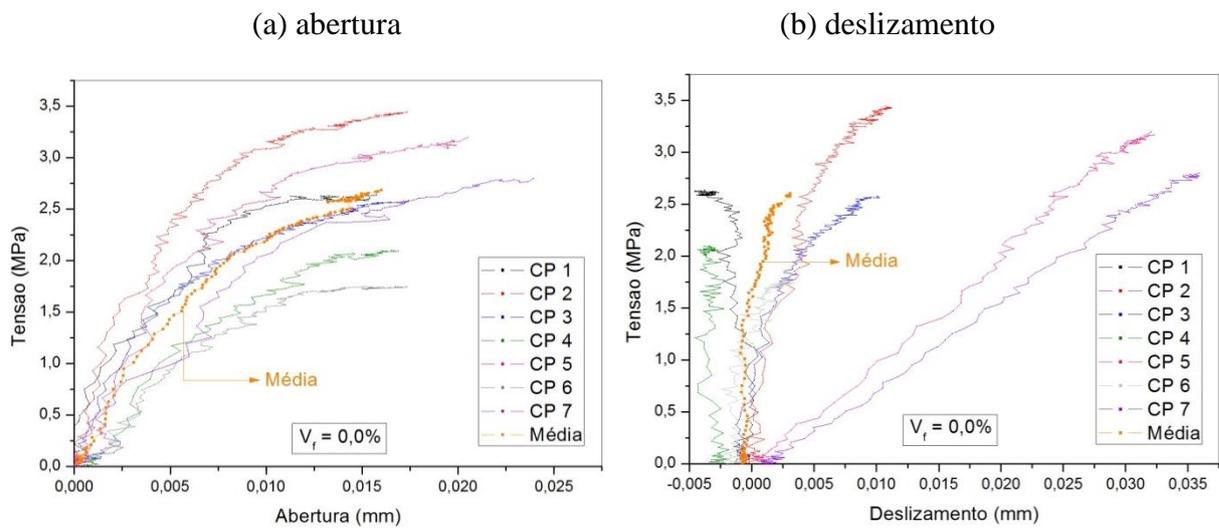


Figura 4.26 - Resultado do ensaio de cisalhamento em dois planos para o traço 2

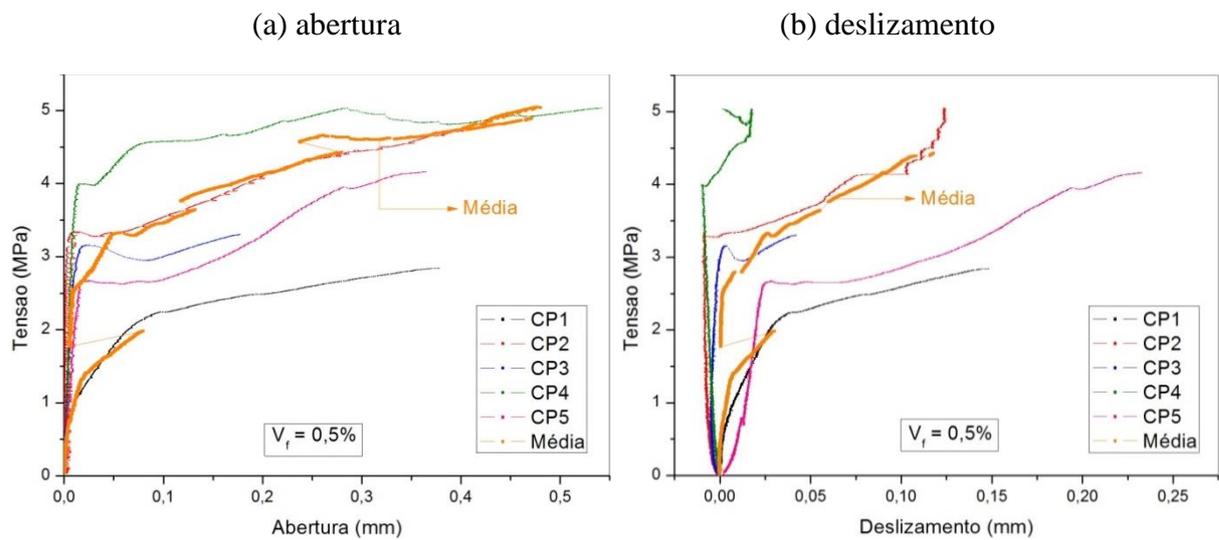
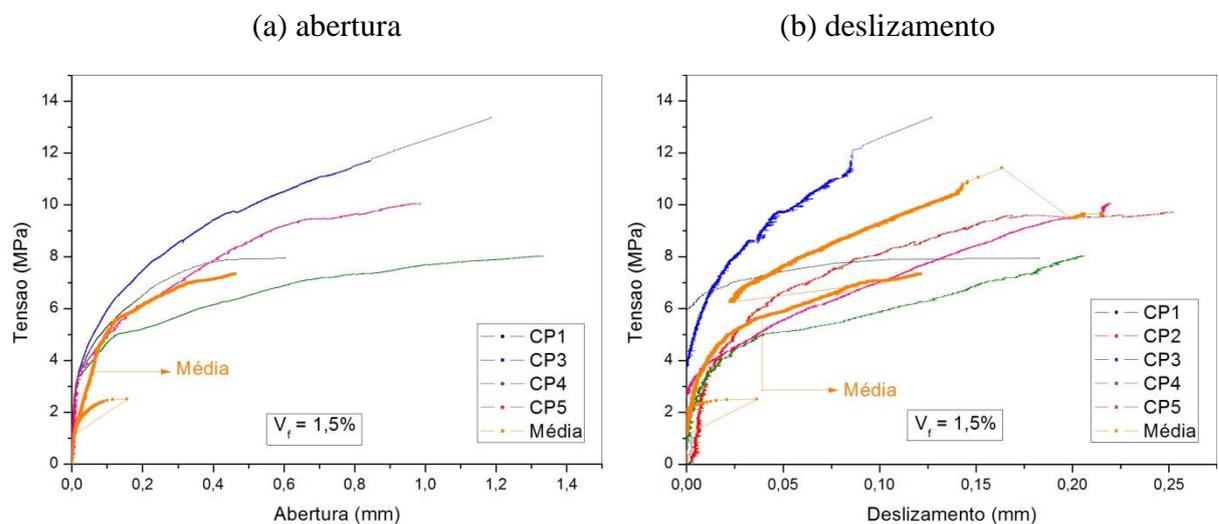


Figura 4.27 - Resultado do ensaio de cisalhamento em dois planos para o traço 3

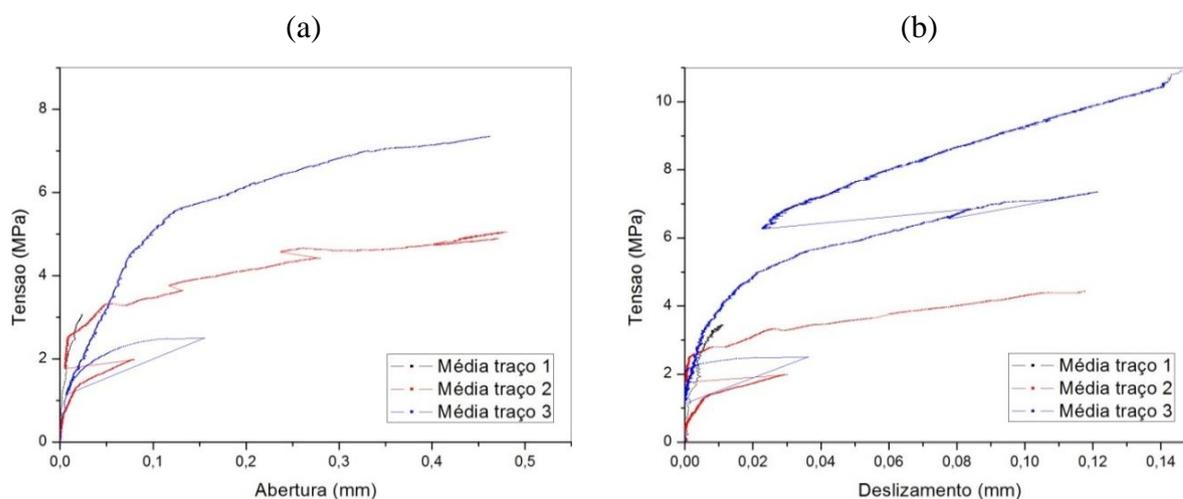


A influência das fibras pode ser observada nos resultados desse ensaio. Nos corpos de prova sem fibras, assim que a resistência ao cisalhamento é alcançada, a ruptura do corpo de prova ocorre imediatamente, sem apresentar nenhum comportamento pós-pico. Já nos corpos de prova com a presença de fibras, ao alcançar a resistência ao cisalhamento, o corpo de prova ainda resiste à aplicação de força devido a influência das fibras, as quais permitem que parte dessa força seja transmitida pelo plano de cisalhamento. Não foi possível observar o regime pós-pico dos corpos de prova desenvolvidos neste trabalho pelo fato de que, após ser alcançada a carga máxima, o corpo de prova começava a fissurar fora da região de entalhe, o que acarretava em uma nova área de plano de cisalhamento desconhecida.

Contudo, nota-se claramente a fissuração da matriz dos traços 2 e 3 (Figuras 4.26 e 4.27) para o mesmo nível de tensão do traço 1 (Figura 4.25). Esse fato também é observado nos ensaios realizados por Nunes (2006), que conseguiu demonstrar também o regime pós-pico e que a força de fissuração da matriz era bem próxima independente da existência e do volume de fibras. Em seguida, há um aumento de resistência com aumento do deslizamento, o que mostra o “encruamento” para o cisalhamento.

A Figura 4.28 mostra as médias das curvas tensão-abertura e tensão-deslizamento dos três traços. É possível notar que fica evidente a influência das fibras na resistência ao cisalhamento quando é comparada a curva do traço sem fibras com as curvas dos traços com fibras.

Figura 4.28 - Curvas de tensão-abertura e tensão-deslizamento dos três traços do ensaio de cisalhamento



As Figuras 4.29, 4.30 e 4.31 mostram a ruptura dos corpos de prova para os três traços. A ruptura de todos os corpos de prova do traço 1 ocorreu no plano de cisalhamento do apoio de 1º gênero (lado esquerdo), enquanto que a ruptura de todos os corpos de prova do traço 3

ocorreu no plano de cisalhamento do apoio de 2º gênero. Já os corpos de prova com 0,5% de fibras (traço 2) alternou entre os dois planos. Isso se deve ao fato de alguns corpos de prova apresentarem maior quantidade de fibras em um dos planos, pois os corpos de prova que romperam no lado do apoio do 2º gênero tinham mais fibras no seu plano de cisalhamento do que os corpos de prova que romperam no lado do apoio do 1º gênero. A Figura 2.32 mostra o plano de cisalhamento típico dos três traços.

Figura 4.29 - Ruptura dos corpos de prova do traço 1 submetidos ao ensaio de cisalhamento

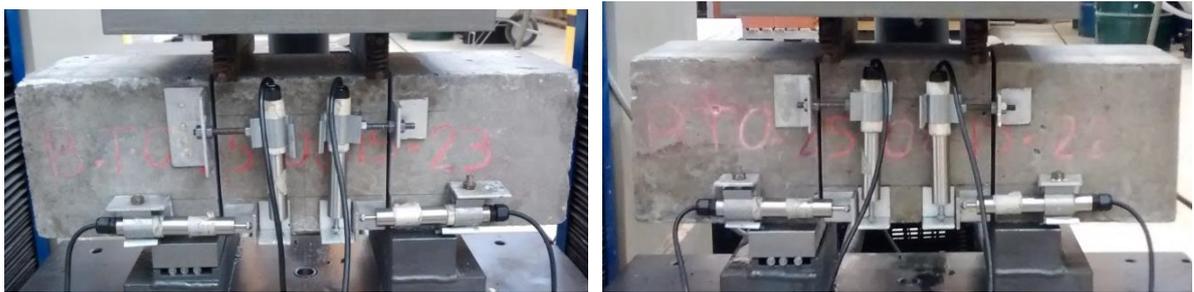


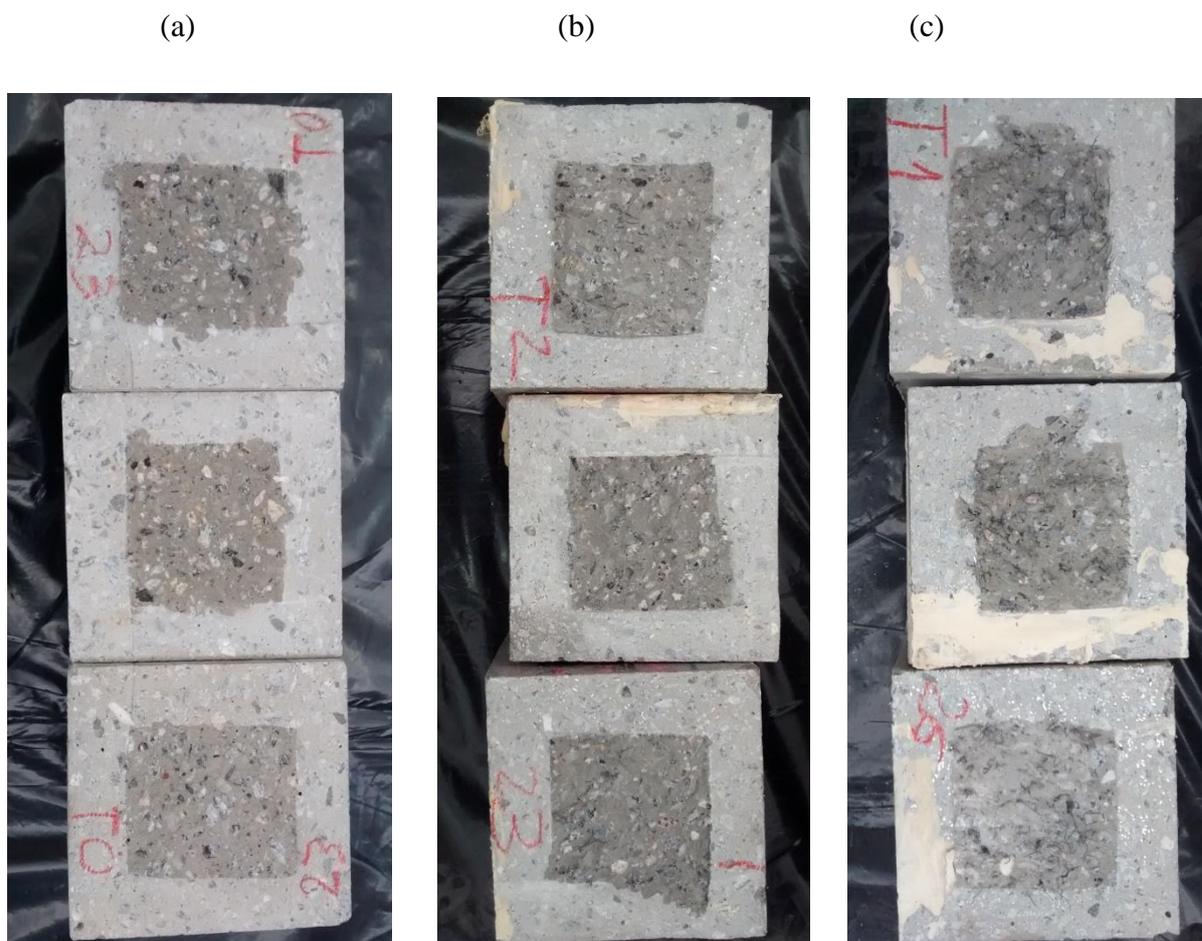
Figura 4.30 - Ruptura dos corpos de prova do traço 2 submetidos ao ensaio de cisalhamento



Figura 4.31 - Ruptura dos corpos de prova do traço 3 submetidos ao ensaio de cisalhamento



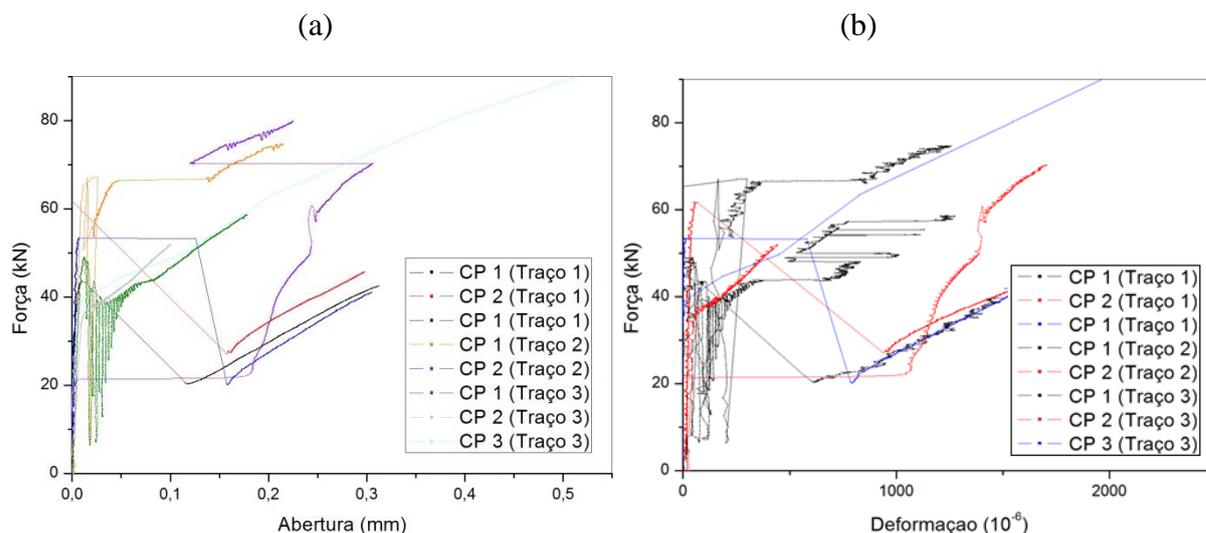
Figura 4.32 - Plano de cisalhamento do: (a) traço 1, (b) traço 2 e (c) traço 3



#### 4.4 INTERTRAVAMENTO DOS AGREGADOS

O objetivo principal desse ensaio era verificar se as fibras de aço exercem alguma influência na resistência ao cisalhamento devido ao intertravamento dos agregados (*aggregate interlock*) em corpos de prova previamente fissurados. Para isso, foram moldados corpos de prova, com e sem fibras de aço, os quais foram previamente fendilhados (pré-fissurados). A abertura média da pré-fissura no plano de cisalhamento, monitorada em quatro pontos, e a deformação média da armadura transversal à interface, monitorada nos dois estribos durante o processo de fendilhamento, são mostradas na Figura 4.33 para cada um dos corpos de prova ensaiados. A posição dos transdutores e a instrumentação dos estribos foram mostradas na Figura 3.26 do Capítulo 3. Os resultados individuais de cada transdutor e extensômetro nos corpos de prova são mostrados no Apêndice.

Figura 4.33 - Resultado do ensaio de fendilhamento para os Traços 1, 2 e 3: (a) e (b) força x deformação na armadura transversal ao plano de cisalhamento



De um modo geral, as molas que foram colocadas para impedir o giro do corpo de prova durante o processo de fendilhamento funcionaram adequadamente garantindo a abertura da fissura uniformemente, com exceção do corpo de prova 1 do traço 2 e do corpo de prova 3 do traço 3, como pode ser observado de acordo com as Figuras A.4 e A.9 presentes no Apêndice. No restante dos casos, a maior abertura se concentrou ou no lado esquerdo (T1 e T2) ou no lado direito (T3 e T4) dos corpos de prova, como pode ser visualizado nas Figuras A.1-A.3 e nas Figuras A.5-A.8, com referência ao posicionamento mostrado na Figura 3.26.

Da Figura 4.33 nota-se que a abertura média das pré-fissuras no final do ensaio de fendilhamento ( $w_{ff}$ ) em sua maioria ficou próxima de 0,3 mm. Os valores obtidos do ensaio estão mostrados na Tabela 4.8. De igual forma, nota-se que a deformação média na armadura transversal no final do ensaio de fendilhamento ( $\epsilon_{ff}$ ) em todos os corpos de prova foi inferior à deformação de escoamento do aço. Os valores obtidos do ensaio também estão mostrados na Tabela 4.8.

Uma vez cessado o carregamento, a armadura transversal tende a retornar à sua posição inicial, o que pode reduzir a abertura da pré-fissura no plano de cisalhamento. Isso foi constatado em todos os corpos de prova que foram medidos antes e após o fendilhamento, conforme metodologia descrita na seção 3.6 (Figura 3.26). Por exemplo, o valor médio da abertura da pré-fissura foi de 0,3 mm do traço 1 ao final do ensaio de fendilhamento e de 0,05 mm antes do ensaio de cisalhamento direto, o que comprova a tendência de fechamento da pré-fissura depois de finalizado o ensaio de fendilhamento.

De forma a estimar a abertura inicial da pré-fissura do plano de cisalhamento, a armadura transversal foi monitorada ao final do ensaio de fendilhamento ( $\varepsilon_{ff}$ ) e antes do início do ensaio de cisalhamento direto ( $\varepsilon_{ii}$ ). Os valores obtidos são mostrados na Tabela 4.5 e confirmam a tendência de fechamento da pré-fissura antes do ensaio de cisalhamento direto. Sendo assim, a abertura real da pré-fissura antes deste ensaio poderia ser determinada pela relação entre a deformação da armadura ao final do ensaio de fendilhamento e antes do ensaio de cisalhamento direto, conforme mostrado na equação (4.1).

$$w_c = \frac{\varepsilon_{ii}}{\varepsilon_{ff}} w_{ff} \quad (4.1)$$

Contudo, essa abertura da pré-fissura seria correta se houvesse aderência perfeita entre a armadura transversal e o concreto, isto é, toda redução de deformação da armadura resultaria em fechamento da pré-fissura. Acontece que não havia aderência entre a armadura transversal e o concreto em um trecho de 120 mm. Com isso, a armadura encontrava-se parcialmente liberada para se deformar livremente do concreto ao seu redor. De modo a estimar o valor real da abertura da pré-fissura antes do ensaio de cisalhamento ( $w_0$ ), equação 4.2, esta foi, então, tomada como sendo igual ao valor médio entre a abertura da pré-fissura no final do ensaio de fendilhamento ( $w_{ff}$ ) e a abertura corrigida pela deformação da armadura transversal ( $w_c$ ), isto é:

$$w_0 = \frac{w_{ff} + w_c}{2} \quad (4.2)$$

O valor obtido por essa expressão apresentou boa relação com a abertura da pré-fissura medida pelo relógio comparador antes do ensaio de cisalhamento direto nos corpos de prova do traço 1. Os valores finais estimados para a abertura da pré-fissura do plano de cisalhamento ( $w_0$ ) utilizados na análise são mostrados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Resultado das médias de aberturas e deformações finais de cada corpo de prova

CP	$w_{ff}$ (mm)	$\varepsilon_{ff} (x10^{-6})$	$\varepsilon_{ii} (x10^{-6})$	$w_c$ (mm)	$w_0$ (mm)
T1 – 1	0,312	1664	199,19	0,037	0,174
T1 – 2	0,297	1723,7	389,5	0,067	0,182
T1 – 3	0,305	1570	292,5	0,057	0,181
T2 – 1	0,214	1257,9	729,8	0,124	0,169
T2 – 2	0,118	543	18	0,004	0,061
T2 – 3	0,306	1707,5	539,7	0,097	0,201
T3 – 1	0,178	1275,9	471,74	0,066	0,122
T3 – 2	0,100	442,67	88,4	0,02	0,060
T3 – 3	0,513	1962,3	493,03	0,129	0,321

Na Figura 4.34 são mostrados os resultados obtidos do ensaio de cisalhamento direto nos corpos de prova com plano de cisalhamento pré-fissurado. É mostrada a relação tensão de cisalhamento *versus* abertura média da fissura e tensão de cisalhamento *versus* deslizamento médio no plano de cisalhamento, tendo como referência a instrumentação mostrada na Figura 3.28. Na Figura 4.35 é mostrada a relação entre a abertura média da fissura e o deslizamento médio no plano de cisalhamento em cada corpo de prova ensaiado, sendo as Figuras A.10-18 representadas no apêndice mostram as curvas individuais de cada corpo de prova. Vale ressaltar que o valor inicial da pré-fissuração não foi somado ao valor da abertura da fissura registrada nesse ensaio.

Figura 4.34 - Resultados do ensaio de cisalhamento direto em plano pré-fissurado: (a) tensão de cisalhamento *versus* abertura média de fissura, (b) tensão de cisalhamento *versus* deslizamento médio, (c) tensão normal *versus* deslizamento e (d) tensão de cisalhamento *versus* tensão normal

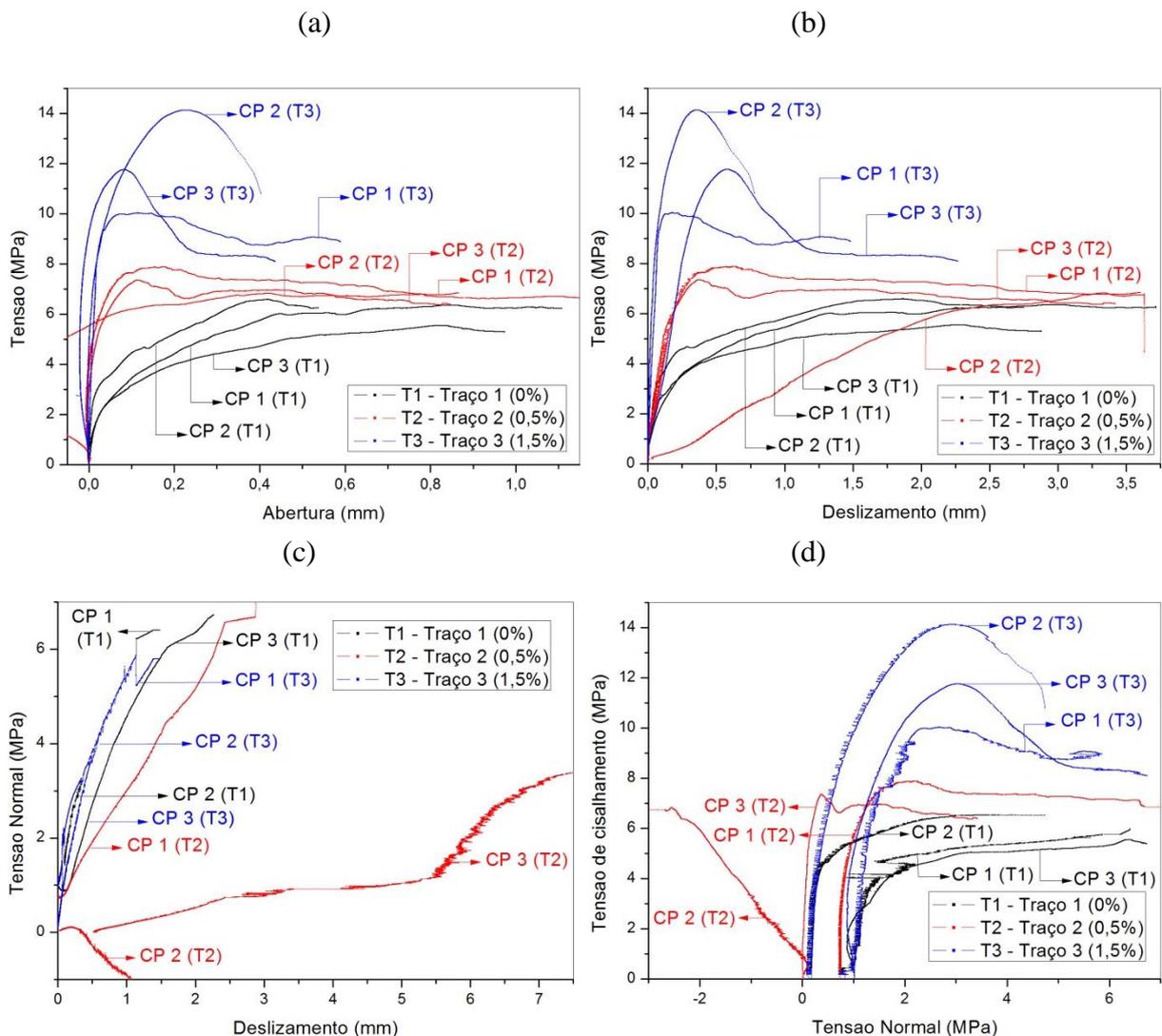
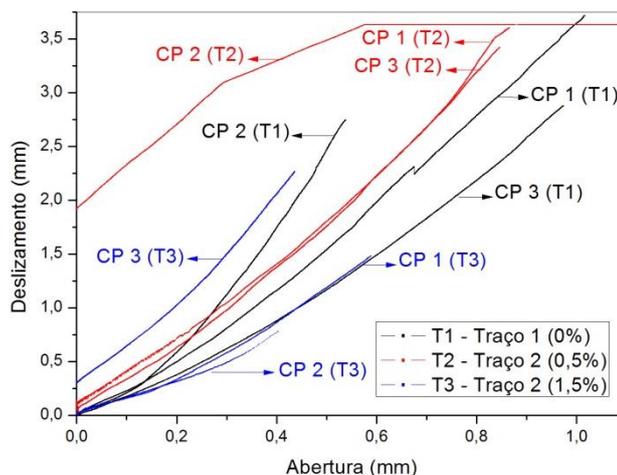


Figura 4.35 - Relação abertura versus deslizamento de todos os modelos



É possível observar que o comportamento das curvas em cada traço foram semelhantes, tanto na abertura quanto no deslizamento do plano de cisalhamento, com exceção do corpo de prova 2 do traço 2.

Observa-se que no traço 1 a tensão de cisalhamento máxima é atingida quando a armadura transversal atinge o escoamento. Por outro lado, no Traço 2, com 0,5% de fibras, a tensão de cisalhamento máxima é atingida antes da armadura transversal entrar no escoamento. Contudo, logo em seguida ocorre um rápido aumento da deformação da armadura sob tensão de cisalhamento praticamente constante e a abertura da fissura e o deslizamento atingem valores semelhantes aos do traço 1 (sem fibras). De igual forma, a tensão de cisalhamento máxima no traço 2 atingiu um valor praticamente igual ao do Traço 1 sem fibras.

Por outro lado, percebe-se comportamento distinto para os corpos de prova com o Traço 3, com 1,5% de fibras. Neste caso, a tensão de cisalhamento máxima foi superior a observada nos traços 1 e 2 e com deformação da armadura transversal também inferior à deformação de escoamento do aço. Uma vez atingida a tensão de cisalhamento máxima, houve aumento da deformação da armadura transversal, que atingiu o escoamento, porém com redução da tensão de cisalhamento.

Comportamento semelhante é observado quando se analisa a tensão de cisalhamento em função da abertura da fissura e do deslizamento no plano de cisalhamento. A adição de 0,5% de fibras reduziu a abertura e o deslizamento até ser atingida a tensão de cisalhamento máxima. Nesse instante, há um acréscimo tanto da abertura quanto do deslizamento sob tensão de cisalhamento praticamente constante. Já a adição de 1,5% de fibras proporcionou aumento mais significativo da tensão de cisalhamento para o mesmo nível de abertura de

fissura e deslizamento no plano. Uma vez atingida a tensão de cisalhamento máxima, observa-se uma redução da tensão transmitida pela fissura com o incremento da abertura e do deslizamento.

Por outro lado, observa-se da Figura 4.34 que a adição de fibras não influenciou a abertura da fissura com o incremento do deslizamento. Isso mostra que essa relação não é afetada pela presença das fibras, a qual deverá ser influenciada pelo nível de rugosidade da interface. As fibras atuam como ponte, transferindo tensões de cisalhamento pela fissura até ser atingida a capacidade máxima de transferência de esforços pelas fibras. Após esse instante, as fibras perdem eficiência e a transferência de esforços pela fissura passa a seguir o comportamento do plano de cisalhamento sem fibras.

Esse comportamento sugere que as fibras contribuem no efeito do intertravamento dos agregados por meio da redução da abertura da fissura e do deslizamento da interface para uma determinada tensão de cisalhamento solicitante. Com isso, maiores tensões de cisalhamento são transmitidas pela fissura, talvez pelo contato entre as duas faces rugosas da fissura ou diretamente pela tendência de arrancamento das fibras da matriz. Como resultado, a armadura transversal é menos solicitada até o esgotamento da capacidade resistente das fibras, o que parece ocorrer para um deslizamento de cerca de 0,5 mm.

A contribuição das fibras no mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento pelo plano fissurado pode ser estimada diretamente dos ensaios a partir da subtração da máxima tensão de cisalhamento resistida pelo plano de cisalhamento pela tensão de cisalhamento no momento do escoamento da armadura. Dessa forma, qualquer acréscimo de resistência ao cisalhamento antes do escoamento da armadura seria devido às fibras. Aplicando essa metodologia aos resultados experimentais, chega-se que no concreto com 0,5% de fibras não houve contribuição significativa das fibras na resistência ao cisalhamento do plano pré-fissurado. Neste caso, as fibras contribuíram apenas modificando a rigidez do plano de cisalhamento.

Já para o concreto com 1,5% de fibras, observa-se uma contribuição significativa das fibras na resistência ao cisalhamento do plano fissurado, chegando a uma tensão média de cisalhamento resistida pelas fibras igual a, aproximadamente, 1 MPa para o CP 1 e 3,5 MPa para o CP 3. Não foi possível estimar a contribuição das fibras do CP 2, pois ele não atingiu a tensão de escoamento durante o ensaio, o que permitiu afirmar apenas que essa contribuição das fibras nele foi maior do que 3 MPa. Essa mesma conclusão pode ser obtida subtraindo a tensão de

cisalhamento máxima dos concretos com fibras da tensão de cisalhamento resistida pelo plano pré-fissurado do concreto sem fibras. Isto é, conclui-se que o aumento foi nulo para o concreto com 0,5% de fibras e de, aproximadamente, 3 MPa para o concreto com 1,5% de fibras. Isso mostra que há um volume crítico a partir do qual as fissuras contribuem com a resistência do plano pré-fissurado que, para o concreto em análise, se encontra entre 0,5% e 1,5%. Provavelmente, esse volume crítico está relacionado com o volume crítico de fibras sugerido por Balaguru e Shah (1992) e mostrado na equação (4.3). Contudo, o volume crítico de fibras foi, aproximadamente, de 0,3%.

$$V_f > V_{f,crit} = \frac{2\sigma_m}{\tau_{fu}(l/d)} \quad (4.3)$$

Onde  $V_{f,crit}$  é o volume crítico de fibras,  $\tau_{fu}$  é a tensão máxima de aderência entre a fibra, no valor de 6,5 MPa, definido por Li *et al.* (1992), e a matriz,  $l$  é o comprimento da fibra,  $d$  é o diâmetro da fibra, e  $\sigma_m$  é a resistência à tração da matriz.

## **CAPÍTULO 5**

### **CONCLUSÕES**

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas a partir da análise dos resultados para os ensaios de resistência à tração direta, resistência ao cisalhamento e resistência ao cisalhamento em planos pré-fissurados. Em seguida, são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

#### **5.1 TRAÇÃO DIRETA E CISALHAMENTO**

A metodologia desenvolvida neste trabalho para avaliar a resistência à tração direta foi baseada no trabalho desenvolvido por Velasco (2008). Para os corpos de prova sem fibras, os valores de resistência à tração direta atenderam às recomendações do ACI 318 (ACI, 2008), pois a relação entre a resistência à tração direta e a resistência à tração por compressão diametral ficou próxima de 0,9, assim como a relação entre a resistência à tração direta e a resistência à tração na flexão ficou próxima de 0,7. Contudo, para os concretos com fibras foi constatado que essas relações ficaram abaixo de 0,7, o que pode ser atribuído à má distribuição das fibras na seção transversal dos corpos de prova de tração direta. Isso pode ter reduzido a eficiência das fibras nesse ensaio, já que uma das principais características das fibras de aço é melhorar a resistência à tração do concreto.

Existem diversos tipos de ensaio presentes na literatura para quantificar a resistência ao cisalhamento do concreto. Neste trabalho, optou-se por utilizar a metodologia baseada nos trabalhos de Mirsayah e Banthia (2002) e Nunes (2005), mudando as condições de apoio para que o corpo de prova não sofresse influência de tensões normais causadas pelos dois apoios de 2º gênero, podendo se movimentar livremente na direção horizontal com a mudança de um dos apoios para 1º gênero. A metodologia adotada aqui foi eficaz até atingir a força máxima, pois depois disso houve a fissuração de um dos planos de cisalhamento e não foi possível estimar a intensidade que estava sendo aplicada em cada plano. Isso se deve ao fato que, depois de atingir a força máxima, o corpo de prova se movimentava sobre o apoio de 1º gênero.

Do ensaio de cisalhamento direto com dois planos, foi possível notar a influência das fibras após a fissuração da matriz e o aumento da resistência ao cisalhamento conforme o crescimento do volume de fibras. Neste caso, a resistência ao cisalhamento aumentou em 55% do traço 1 para o traço 2 e em 141% do traço 2 para o traço 3. Contudo, os valores da resistência ao cisalhamento foram, relativamente, inferiores aos obtidos por Nunes (2005), o que mostra a influência dos apoios rígidos na resistência ao cisalhamento. Neste caso, os apoios apresentam restrição ao movimento horizontal devido à abertura da fissura no plano de cisalhamento, o que acaba introduzindo uma força normal ao plano de cisalhamento.

## **5.2 CISALHAMENTO EM PLANOS PRÉ-FISSURADOS**

A metodologia adotada neste trabalho para o ensaio de resistência ao cisalhamento em planos pré-fissurados foi baseada no trabalho desenvolvido por Walraven e Reinhardt (1981). Por desse ensaio foi possível concluir que as fibras contribuem no efeito do intertravamento dos agregados por meio da redução da abertura da fissura e do deslizamento da interface para uma determinada tensão de cisalhamento. Com isso, maiores tensões de cisalhamento são transmitidas pela fissura, talvez pelo contato entre as duas faces rugosas da fissura ou diretamente pela tendência de arrancamento das fibras da matriz. Como resultado, a armadura transversal é menos solicitada até o esgotamento da capacidade resistente das fibras, o que parece ocorrer para um deslizamento de cerca de 0,5 mm.

Essa contribuição das fibras no efeito do intertravamento dos agregados ocorreu apenas no traço 3 (1,5% de fibras), o que indica a presença de um volume crítico para que elas contribuam com a resistência do plano pré-fissurado.

## **5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

No ensaio de tração direta em corpos de prova cilíndricos com seção central reduzida é sugerido:

- Desenvolver outro método de redução da seção central dos corpos de prova, como, por exemplo, moldar um corpo de prova cilíndrico, sem redução da seção da forma realizada neste trabalho, e fazendo apenas um entalhe no centro desse corpo de prova. O objetivo disso é resolver o problema da má distribuição das fibras na região central do corpo de prova.

- Mudar a forma de adensamento do concreto nos moldes, passando para a mesa vibratória, para evitar a aglomeração das fibras ao redor da seção provocada pelo vibrador de imersão.
- Realizar o ensaio para maior quantidade de traços, variando o volume de fibras e a resistência à compressão do concreto. Esse número maior de variáveis visa identificar a influência de cada uma delas na resistência à tração do concreto.

No ensaio de cisalhamento em corpos de prova prismáticos com dois planos entalhados, é sugerido:

- Realizar o ensaio para maior quantidade de traços, variando o diâmetro máximo característico do agregado graúdo, o volume de fibras e a resistência à compressão do concreto. Esse número maior de variáveis visa identificar a influência de cada uma delas na resistência ao cisalhamento.

No ensaio de cisalhamento em corpos de prova com o plano pré-fissurado, é sugerido:

- Realizar o ensaio sem armadura atravessando a interface para que, assim, possa ser verificada a contribuição da armadura que atravessava a interface neste trabalho.
- Realizar o ensaio para maior quantidade de traços, variando o diâmetro máximo característico do agregado graúdo, o volume de fibras, a resistência à compressão do concreto e, principalmente, a abertura inicial da fissura no ensaio de fendilhamento. Esse número maior de variáveis visa identificar a influência de cada uma delas no intertravamento dos agregados e, assim, conseguir elaborar um modelo analítico.

## REFERÊNCIAS

ABRISHAMI, H. H.; MITCHELL, D. Influence of Steel Fibers on Tension Stiffening. **ACI Structural Journal**, v 94, n. 6, p. 769-776, 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM **C1609**: Standard test method for flexural performance of fiber-reinforce concrete (using beam with third-point loading). Philadelphia, 2010a. 8 p.

ARAÚJO, D. L. **Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão**. 1997. 229 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

ARAÚJO, D. L.. **Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho**. 2002. 319 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT\_\_\_\_\_. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ABNT\_\_\_\_\_. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008a.

ABNT\_\_\_\_\_. **NBR 9833**: Concreto fresco – Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2008b.

ABNT\_\_\_\_\_. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010.

BALAGURU, P.; DIPSIA, M.G. Properties of Fiber Reinforced High-Strength Semilightweight Concrete. **ACI Materials Journal**, v 90, p. 399-405, 1993.

BALAGURU, P. N.; SHAH, S. P. **Fiber-Reinforced Cement Composites**. McGraw- Hill, 1992, 535 p.

BANTHIA, N.; CHOKRI, K.; OHAMA, Y.; MINDESS, S. Fiber-reinforced cement based composites under tensile impact. **Advanced Cement Based Materials**, v 1, p. 131-141, 1993.

BANTHIA, N.; SOLEIMANI, S.M. Flexural response of hybrid fiber-reinforced cementitious composites. **ACI Materials Journal**, v 102, n. 6, p. 382-389, 2005.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J.F. Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: Some concerns and a proposition. **ACI Materials Journal**, v 92, n. 1, p. 48-57, 1995.

BARR, B. The Fracture Characteristics of FRC Materials in Shear, in Fiber Reinforced Concrete, Properties and Applications. **ACI Materials Journal**, Detroit, USA, p. 27-53, 1987.

BARRAGÁN, B.E. **Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear**. 2002. 267 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.

BENTUR, A. Fiber-Reinforced Cementitious Materials. In: SKALNY, J. P. (Ed.). **Materials science of concrete**. U.S.A.: American Ceramic Society, 1989.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fiber reinforced cementitious composites**. London: Elsevier Applied Science, 1990. 447 p.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites**. United Kingdom: Elsevier, 2007.

BERBARD, E, S. Influence of Test Machine Control Method on Flexural Performance of Fiber Reinforced Concrete Beams. **Journal of ASTM International**, v 6, 2009.

BOULAY, C.; ROSSI, P., TAILHAN, J.-L. Uniaxial tensile test on a new cement composite having a hardening behaviour. In: **6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes**, p. 61-68, 2004.

BOULEKBACHE, B; AMZIANE, S.; HAMRAT, M.; CHEMROUK, M. Influence of Yield Stress and Compressive Strength on Direct Shear Behaviour of Steel Fibre-Reinforced Concrete. **Construction and Building Materials**, v 27, p. 6-14, 2012.

BUJADHAM, B.; MAEKAWA, K. The universal model for stress transfer across cracks in concrete. **JSCE**, v 17, n. 451, p. 277-287, 1992.

CARVALHO, R.C; FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, segundo a NBR 6118: 2003**. 2. ed. São Carlos: Editora EdufSCar, 2004. 374 p.

CASANOVA, P.; ROSSI, P. Analysis of Metallic Fiber-Reinforced Concrete Beams Submitted to Bending. **Materials and Structures**, v 29, p. 354-361, 1996.

CHEN, W. F. **Plasticity in Reinforced Concrete**. New York: McGraw-Hill, p. 20-21, 1982.

CHOULLI, Y, *et al.*, 2007. Comportamiento a esfuerzo cortante de vigas pré-fabricadas pretensadas de hormigón autocompactante de alta resistencia. *Hormigón y acero*, ISSN 0439-5689, Num. 244, p. 47-56, 2007.

CORDEIRO, G. C. **Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto**. 2006. 445 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), PEC/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.

CUENCA, E.; SERNA, P. Comportamiento a cortante de vigas prefabricadas con hormigón tradicional y hormigón autocompactable. *In: 2º Congreso Ibérico sobre Hormigón Autocompactable*, 1 e 2 de julio, 2010.

CURADO, M. C. **Ligações formadas pelo traspasse de armadura dobrada em forma de laço: Análise da influência das fibras de aço**. 2011. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós Graduação de Engenharia Civil em Mecânica das Estruturas, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.

DIVAKAR, M.P.; FAFITIS, A. Micromechanics-based constitutive model for interface shear. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, v 118, n.7, p.1317-1337, 1992.

ECHEGARAY-OVIEDO, J.; NAVARRO-GREGORI, J.; CUENCA, E.; SERNA, P. Upgrading the push-off test to study the mechanisms of shear transfer in frc elements. *In: VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, 2013, p. 1-10.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651**: Test Method for metallic fiber-reinforced concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), CEN, London, 2007. 15 p.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com Fibras de Aço**. Boletim Técnico, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

GROTH, P.; NOGHABAI, K. Fracture mechanics properties of steel fibre-reinforced high-performance concrete. *In: 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete*, 1996, Paris, France. V 2, p. 747-756.

HOLANDA, K.M.A. **Análise dos mecanismos resistentes e das similaridades de efeitos da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção de lajes-cogumelo e ao cisalhamento de vigas de concreto.** 2002. 280 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

HSU, T.T.C.; MAU, S.T.; CHEN, B. Theory of shear transfer strength of reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, v 84, n.2, p.149-160, 1987.

IMAM, M.; VANDEWALLE, L. How Efficient are Steel Fibers in High Strength Concrete Beams?. *In: 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete* , 1996, Paris, France. V 2, p. 1067-1076.

KHALOO, A. R.; KIM, N. Influence of concrete and fiber characteristics on behavior of steel fiber reinforced concrete under direct shear. **ACI Materials Journal**, v. 94, n. 6, p. 592-601, 1997.

KHUNTIA, M.; STOJADINOVIC, B.; GOEL, S.C. Shear strength of normal and highstrength fiber reinforced concrete beams without stirrups. **ACI Structural Journal**, v 96, n. 2, p. 282-289, 1999.

KIM, J. K.; PARK, D. Y. Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. **ACI Materials Journal**. p. 213-222, 1996.

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

LI, Z.; LI, F.; CHANG, T.-Y. P.; MAI, Y-W. Uniaxial tensile behavior of concrete reinforced with randomly distributed short fibers. **ACI Materials Journal**, v 95, n. 5, p. 564-574, 1998.

LIMA, P. R. L. **Análise teórica e experimental de compósitos reforçados com fibras de sisal.** 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), PEC/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

LIMA, P. R. L.; TOLEDO FILHO, R. D.; VELASCO, R. V. Comportamento em tração direta de compósitos cimentícios reforçados com fibras curtas de sisal. *In: 47<sup>th</sup> Congresso Brasileiro do Concreto*, IBRACON, 2005.

MELO FILHO, J. A. **Desenvolvimento e caracterização de laminados cimentícios reforçados com fibras longas de sisal.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), PEC/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2005.

MIRSAYAH, A. A.; BANTHIA, N. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v 99, n. 5, 2002.

NUNES, F. G. T. **Análise Experimental de Vigas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço submetidas a Esforços de Cisalhamento**. 2005. 217 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.

NUNES, N.L.; AGOPYAN, V. **Influência do fator de forma da fibra na tenacidade à flexão do concreto reforçado com fibra de aço**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1998. 26 p.

Paulay, T. and Loeber, P. J., 1974. Shear Transfer by Aggregate Interlock. **ACI Materials Journal**, v. 42, p. 1-15, 1974.

PLIZZARI, G.A.; CANGIANO, S.; CERE, N. Postpeak Behavior of Fiber-Reinforced Concrete under Cyclic Tensile Loads. **ACI Materials Journal**, v 97, n. 2, p. 182-192, 2000.

REINECK, K.H. Modelling of Members with Transverse Reinforcement. **IABSE Colloquium on Structural Concrete**, Zurich, v 63, p. 481-488, 1991.

ROSSI, P. High performance multimodal fiber reinforced cement composites (HPMFRCC): The LCPC experience. **ACI Materials Journal**, v 94, n. 6, p. 478-483, 1997.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete. **Magazine of Concrete Research**, v 63, n. 2, p. 119-137, 2011.

STANG, H.; BENDIXEN, S. A simple model for uniaxial testing of fiber reinforced concrete? in Experimental Mechanics, Advances in Design, Testing and Analysis (Ed.: I. M. Allison) AA. Balkema, Rotterdam, Brookfield, p. 887-892, 1998.

SWAMY, R.; JONES, R; CHIAM, T. Fiber Reinforced Concrete, Properties and Applications. **ACI Materials Journal**, Detroit, USA, p. 565-593, 1987.

TASSIOS, T.P.; VINTZELEOU, E.N. Concrete-to-concrete friction. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, v.113, n.4, p.832-849, 1987.

TAYLOR, H. P. J. Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate. **Cement and Concrete Association**, London, 22, 1970.

VALLE, M.; BÜYÜKÖZTÜRK, O. Behavior of Fiber Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear. **ACI Materials Journal**, v 90, p. 122-133, (1993).

VELASCO, R. V. **Concretos auto-adensáveis reforçados com elevadas frações volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, físicas, mecânicas e térmicas**. 2008. 388 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

WALRAVEN, J. C. Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. **Journal of the Structural Division, ASCE**, v 107, n. 11, p. 2245-2270, 1981.

WALRAVEN JC; AL-ZUBI, N. Shear capacity of lightweight concrete beams with shear reinforcement. Proceedings of Symposium on Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, Norway. v. 1, p. 91–104, 1995.

WALRAVEN, J. C; REINHARDT, H. W. Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. **HERON**, v 26, n. 1A, p. 1-68, 1981.

WEI, W.-W.; CHE, Y.; GONG, J.-X. Shear strength prediction for reinforced concrete beams without stirrups. **Magazine of Concrete Research**, v 63, n. 6, p. 433-440, 2011.

XU, S.; ZHANG, X.; REINHARDT, H. W. Shear Capacity Prediction of Reinforced Concrete Beams without Stirrups Using Fracture Mechanics Approach. **ACI Materials Journal**, p. 705-714, 2012.

YOUNG-HOON-KIM, *et al.* Shear Characteristics and Design for High-Strength Self-Consolidating Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v 136, n. 8, 2010.

## APÊNDICE

As Figuras A.1 a A.9 mostram os resultados individuais de cada corpo de prova do ensaio de fendilhamento.

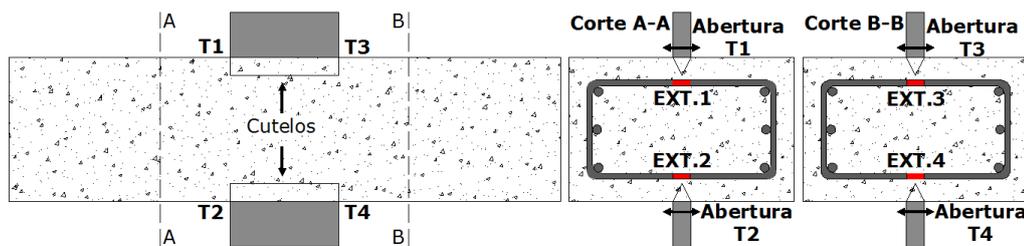


Figura A.1 - Resultado do CP 1 para o traço 1 (concreto sem fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

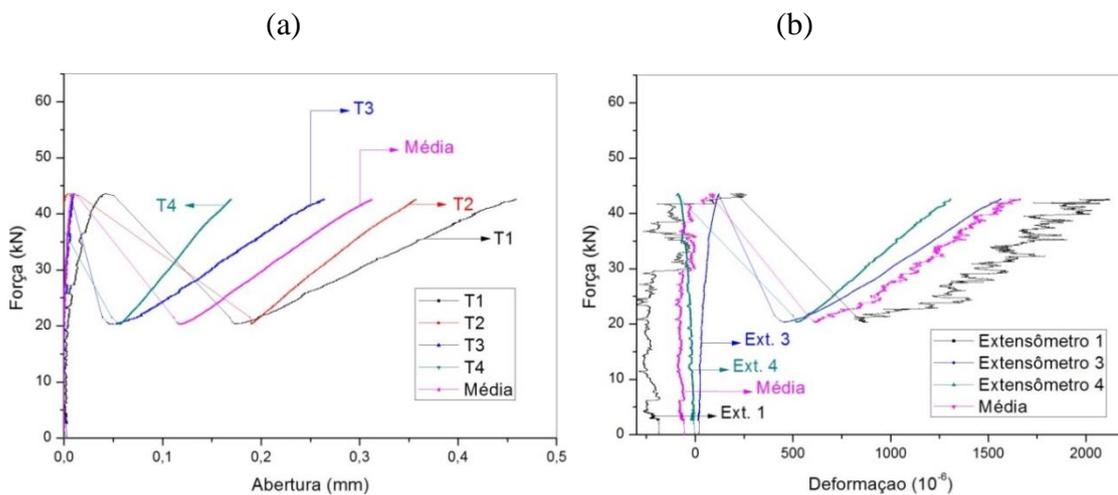


Figura A.2 - Resultado do CP 2 para o traço 1 (concreto sem fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

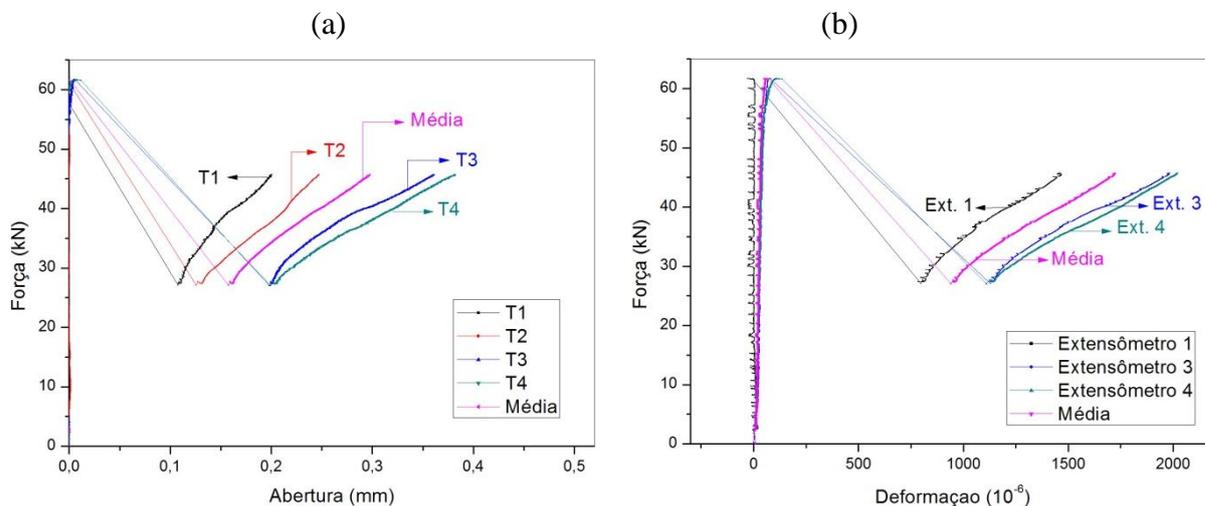


Figura A.3 - Resultado do CP 3 para o traço 1 (concreto sem fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

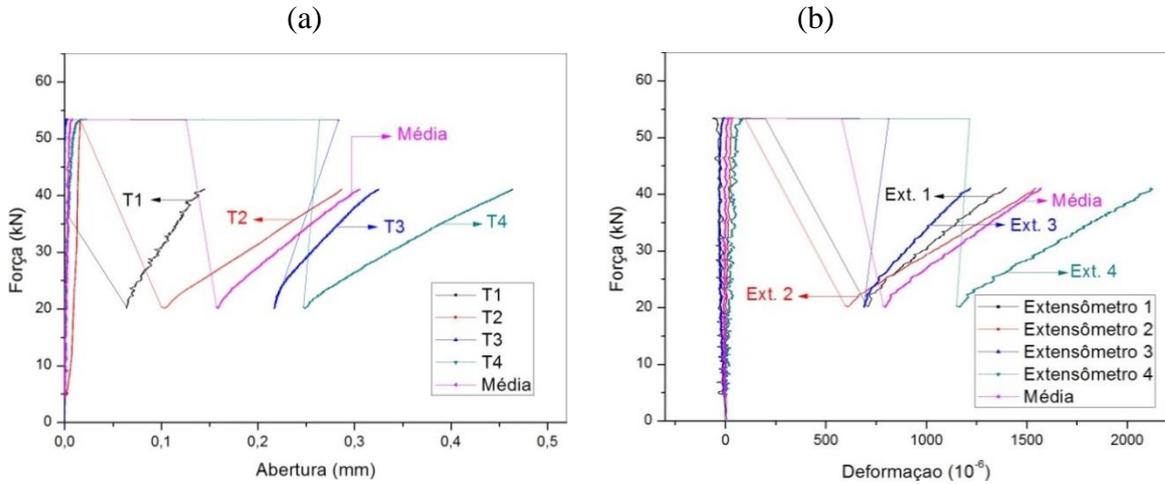


Figura A.4 - Resultado do CP 1 para o traço 2 (0,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

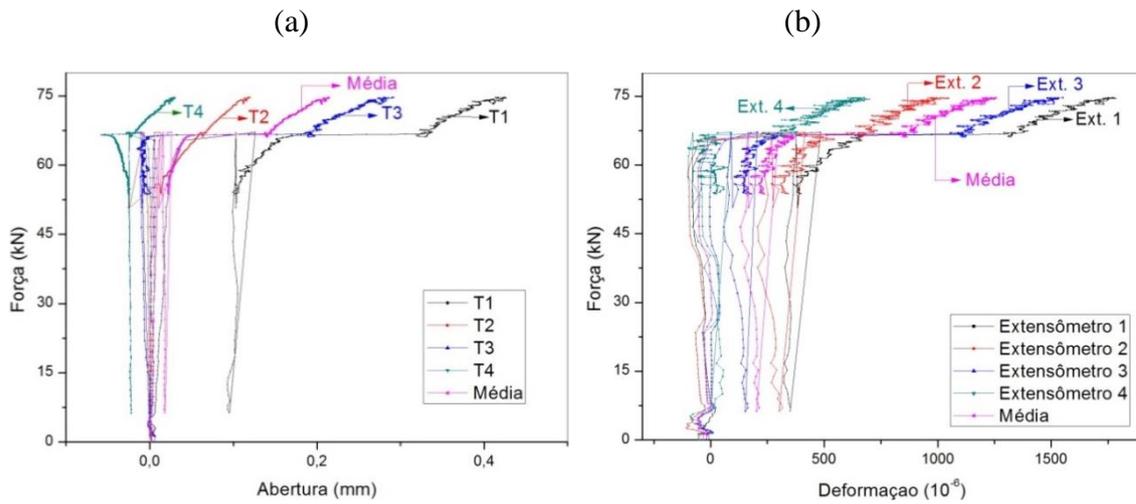


Figura A.5 - Resultado do CP 2 para o traço 2 (0,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

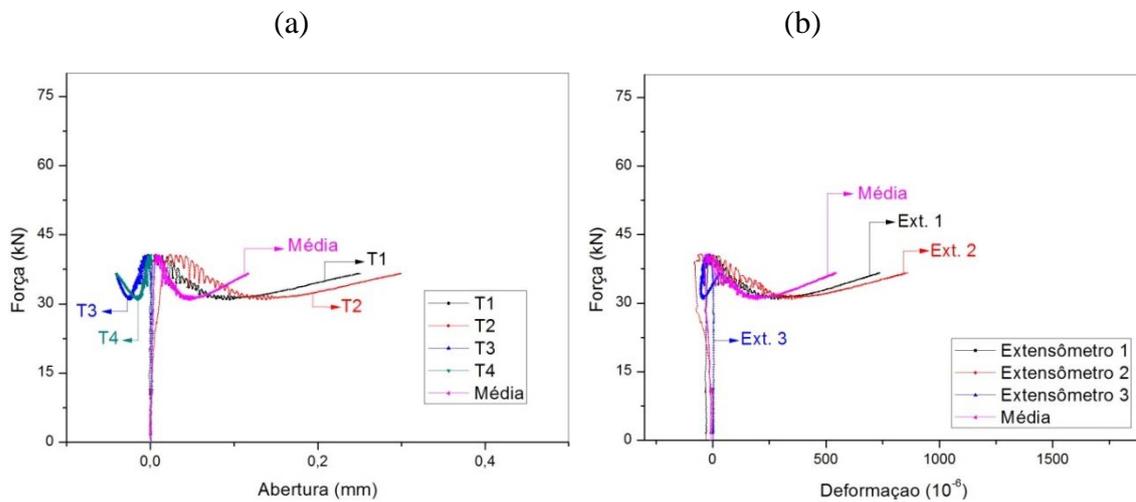


Figura A.6 - Resultado do CP 3 para o traço 2 (0,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

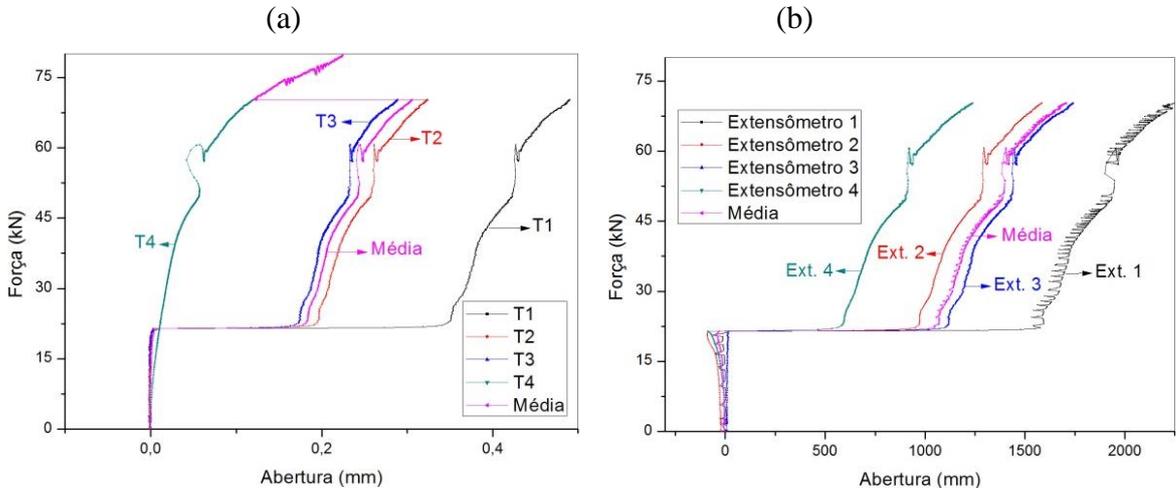


Figura A.7 - Resultado do CP 1 para o traço 3 (1,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

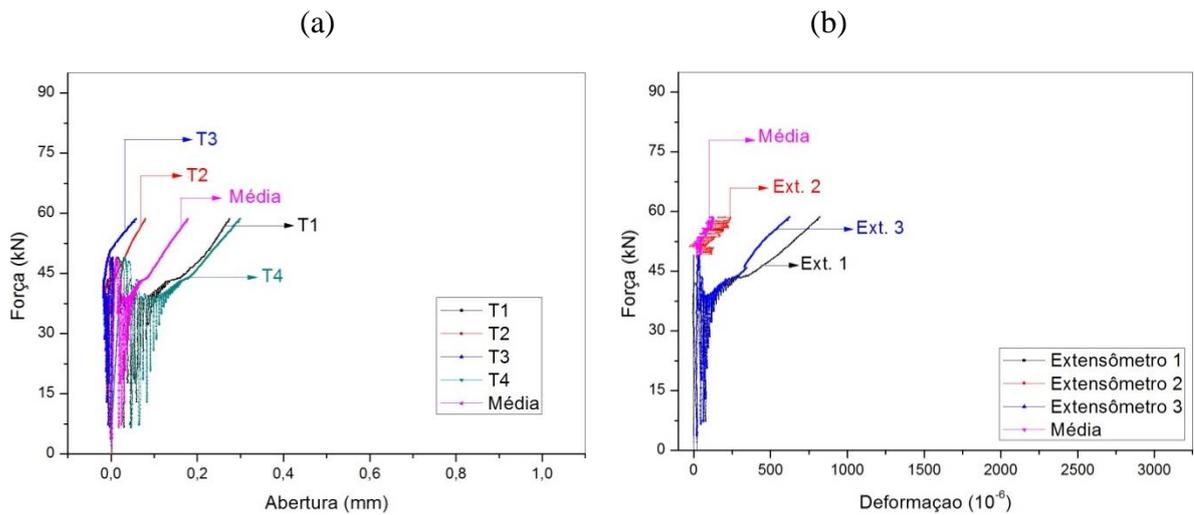


Figura A.8 - Resultado do CP 2 para o traço 3 (1,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação

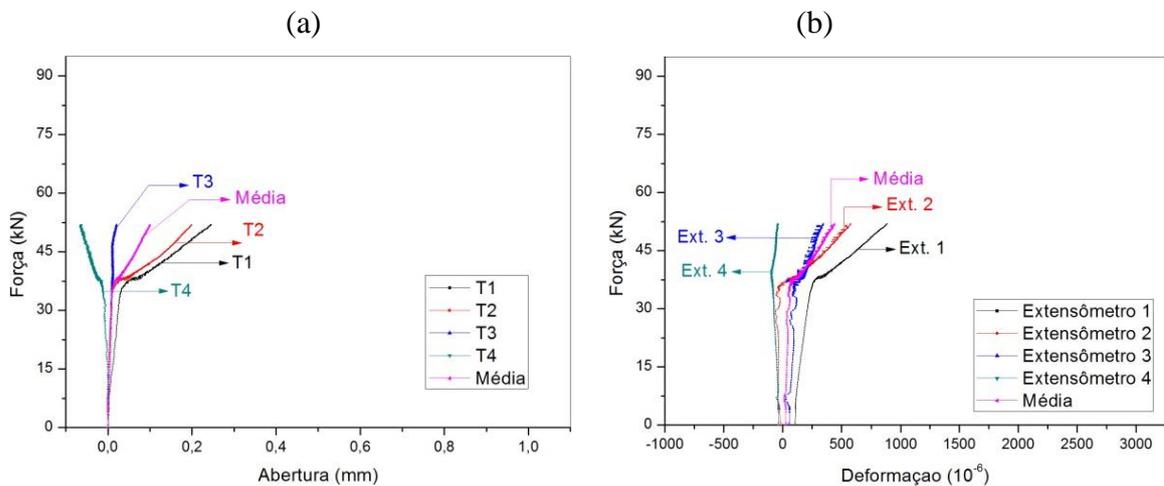
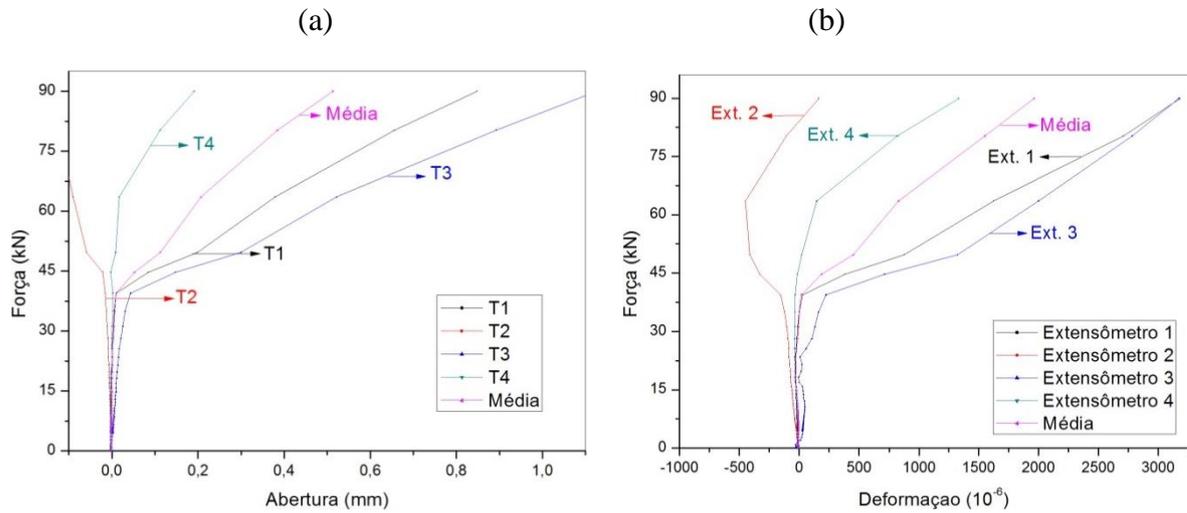


Figura A.9 - Resultado do CP 3 para o traço 3 (1,5% de fibras) no ensaio de fendilhamento: (a) tensão x abertura e (b) tensão x deformação



As Figuras A.10 a A.18 mostram os resultados individuais de cada corpo de prova do ensaio de intertravamento dos agregados.

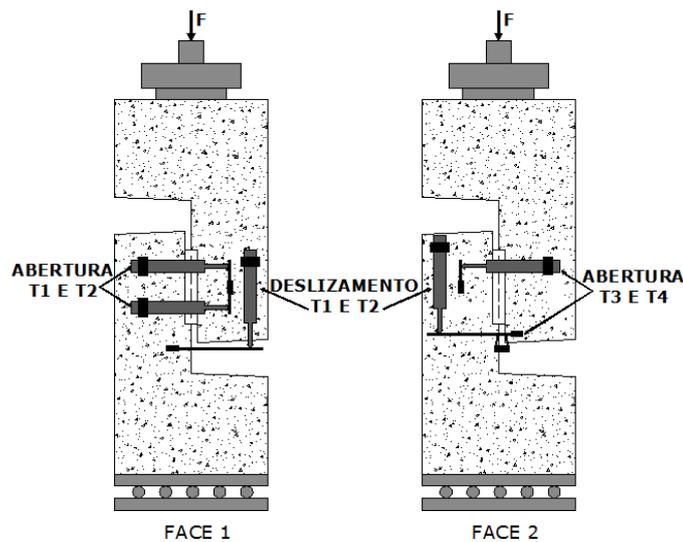


Figura A.10 - Resultado do CP 1 do traço 1 (concreto sem fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

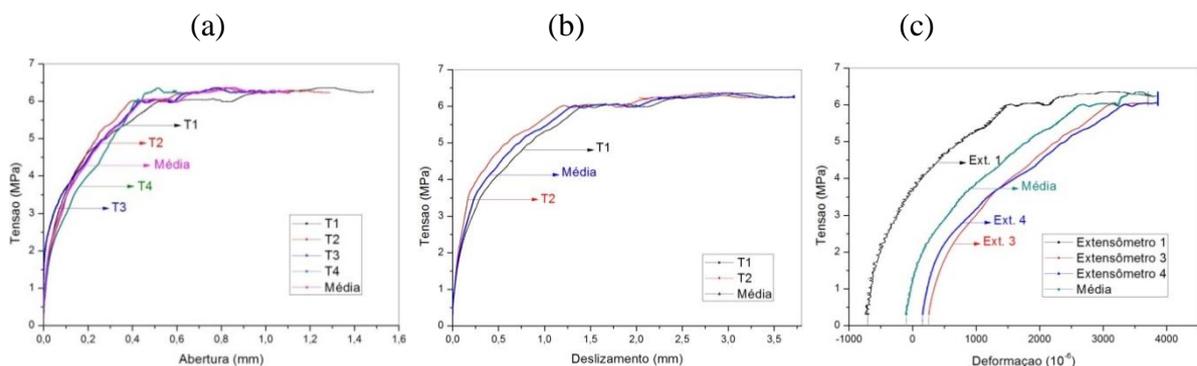


Figura A.11 - Resultado do CP 2 do traço 1 (concreto sem fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

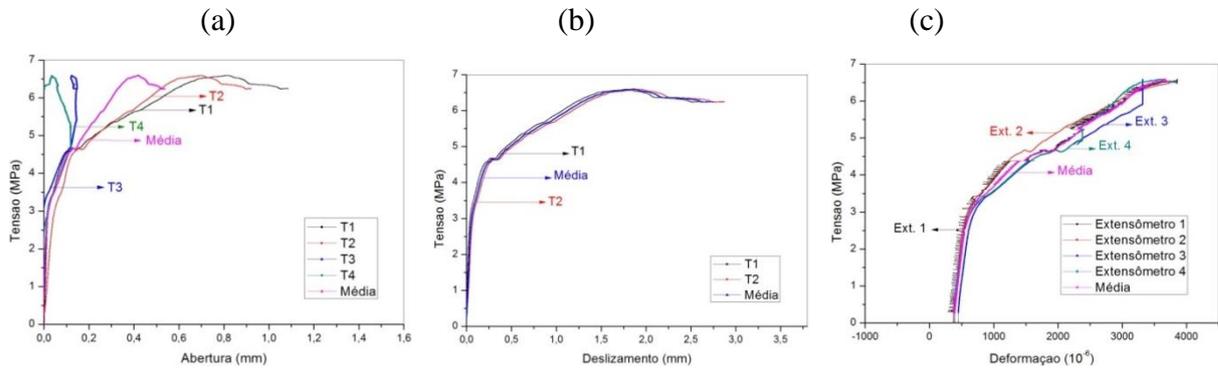


Figura A.12 - Resultado do CP 3 do traço 1 (concreto sem fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

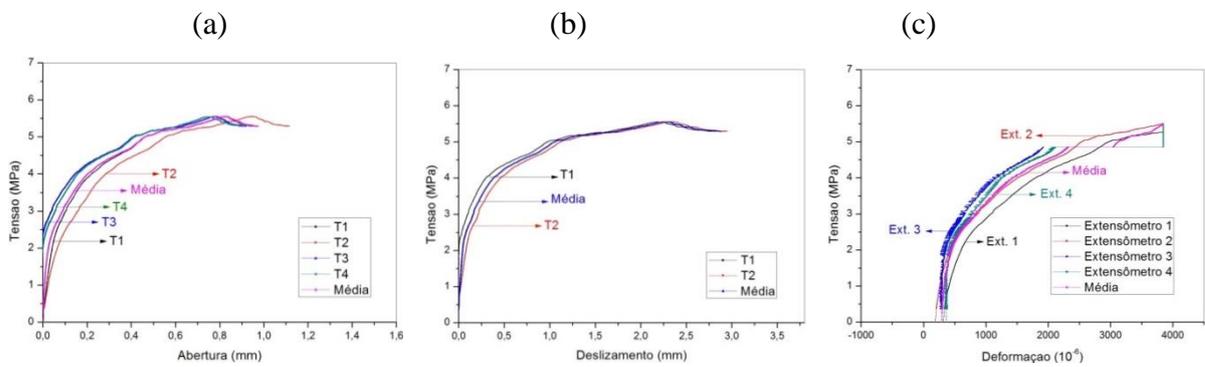


Figura A.13 - Resultado do CP 1 do traço 2 (0,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

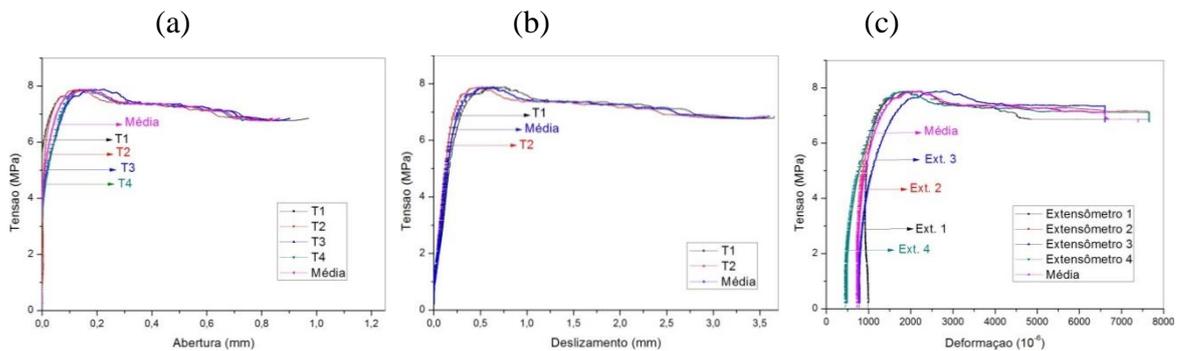


Figura A.14 - Resultado do CP 2 do traço 2 (0,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

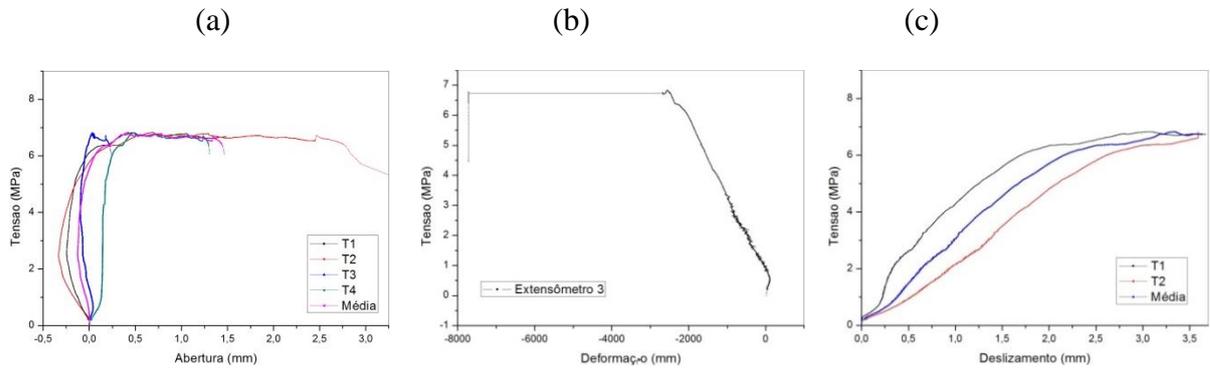


Figura A.15 - Resultado do CP 3 do traço 2 (0,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

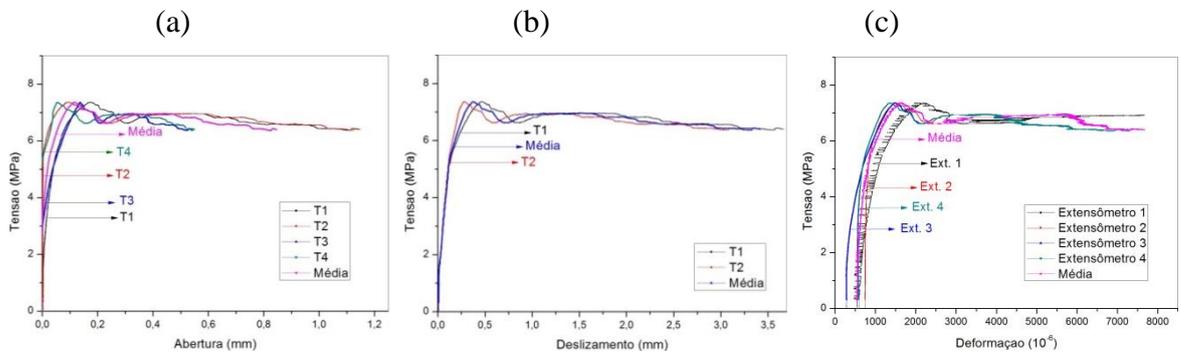


Figura A.16 - Resultado do CP 1 do traço 3 (1,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

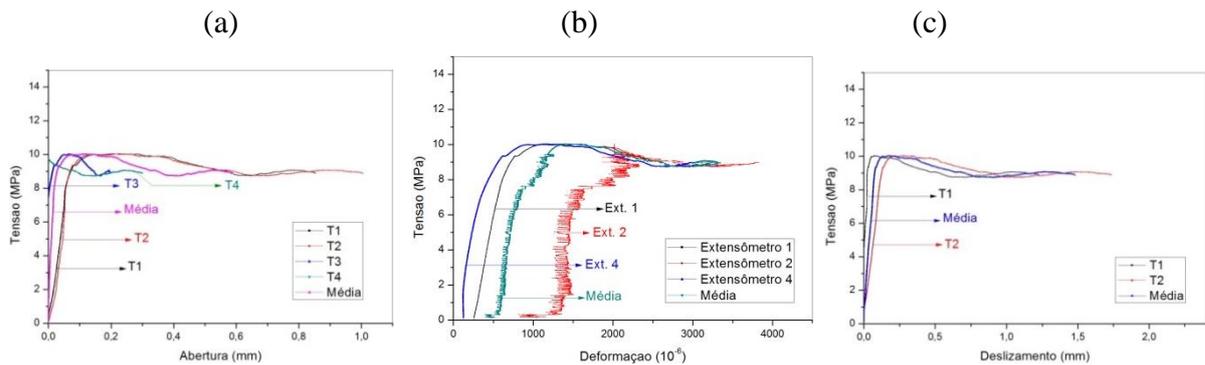


Figura A.17 - Resultado do CP 2 do traço 3 (1,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

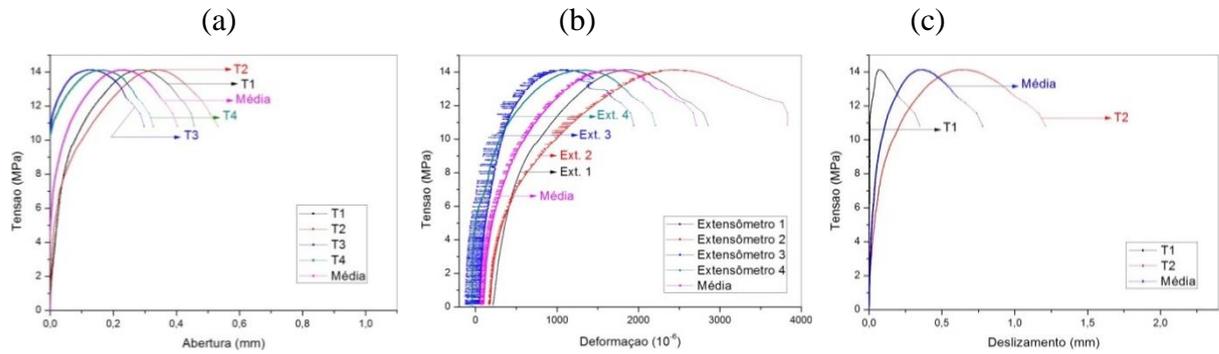


Figura A.18 - Resultado do CP 3 do traço 3 (1,5% de fibras): (a) tensão x abertura, (b) tensão x deslizamento, (c) tensão x deformação

